



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

ESTUDIO ANALÍTICO-EXPERIMENTAL
DE COLUMNA-CIMENTACIÓN PREFABRICADA
PARA PUENTES URBANOS DE CONCRETO REFORZADO
EN ZONAS SÍSMICAS

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
DOCTOR EN INGENIERÍA

PRESENTA:
MIGUEL ANGEL TORRES MATOS

TUTOR
MARIO E. RODRIGUEZ RODRIGUEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA

MÉXICO, D. F. **MAYO** 2013



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. LUIS ESTEVA MARABOTO
Secretario: DR. ROBERTO MELI PIRALLA
Vocal: DR. MARIO E. RODRÍGUEZ RODRÍGUEZ
1^{er.} Suplente: DR. MARIO GUSTAVO ORDAZ SCHROEDER
2^{d o.} Suplente: DR. AMADOR TERÁN GILMORE

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

DR. MARIO E. RODRÍGUEZ RODRÍGUEZ

FIRMA

*A la memoria de mi padre, Don Alejandro
A mi adorada madre, Doña Paulina
A mis queridos hermanos: Carlos, Flor de maría, Angélica, Amparo,
Laura, Rosario, Alejandro, Álvaro y Leonor
A mis amigos, por ser la extensión de mis hermanos
A mis maestros, por sus enseñanzas
A Dios, por permitirnos la existencia*

ÍNDICE DE CONTENIDO

RESUMEN.....	1
CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN.....	3
1.1 ANTECEDENTES	3
1.2 OBJETIVOS	3
1.3 ALCANCES	3
CAPITULO 2. DESCRIPCION DEL PROBLEMA Y RECOMENDACIONES EXISTENTES.....	4
2.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DEL PUENTE EN ESTUDIO.....	4
2.2 ESTUDIO DE LA CONEXIÓN COLUMNA-CIMENTACIÓN	5
2.3 RECOMENDACIONES DE ALGUNOS AUTORES Y REGLAMENTOS DE DISEÑO	5
2.3.1 <i>Recomendaciones del reglamento AIJ</i>	6
2.3.2 <i>Recomendaciones del reglamento DIN1045</i>	7
2.3.3 <i>Recomendaciones de Osanai et al.</i>	8
CAPITULO 3. DESCRIPCIÓN DE LOS ESPECÍMENES Y DE LOS ENSAYOS REALIZADOS.....	10
3.1 INTRODUCCIÓN	10
3.2 CARACTERÍSTICAS DEL PROTOTIPO	11
3.3 DESCRIPCIÓN DE LOS ESPECÍMENES ENSAYADOS.....	13
3.3.1 <i>Especímenes ensayados en muro de reacción 1-A, 1-B, 2-A, 2-B</i>	13
3.3.2 <i>Descripción del espécimen ensayado en mesa vibradora</i>	16
3.4 DESCRIPCION DE PROCESOS CONSTRUCTIVOS DE ESPECIMENES.....	22
3.4.1 <i>Proceso constructivo de especímenes de muro de reacción</i>	22
3.4.2 <i>Proceso constructivo espécimen en mesa vibradora</i>	27
3.5 CARACTERISTICAS DE MATERIALES	31
3.5.1 <i>Características de los materiales empleados en especímenes del muro de reacción</i>	31
3.5.2 <i>Características de los materiales empleados espécimen mesa vibradora</i>	27
3.6 INSTRUMENTACIÓN DE ESPECÍMENES	45
3.6.1 <i>Instrumentación de los especímenes ensayados en muro de reacción 1-A, 1-B, 2-A, 2-B</i>	45
3.6.2 <i>Instrumentación del espécimen ensayado en mesa vibradora</i>	48
3.7 DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYES REALIZADOS	52
3.7.1 <i>Descripción de los ensayos realizados con los especímenes de muro de reacción 1-A, 1-B, 2-A, 2-B</i>	52
3.7.2 <i>Descripción de los ensayos realizados con el espécimen en mesa vibradora</i>	57
3.7.2.1 <i>Ensaye de vibración ambiental y libre</i>	57
3.7.2.2 <i>Ensaye ante sismos</i>	57
3.7.2.3 <i>Sismo baja intensidad</i>	57
3.7.2.4 <i>Sismo alta intensidad</i>	57
3.7.3 <i>Registro sísmico empleado para el estudio en mesa vibradora</i>	58
3.7.4 <i>Otros registros sísmico estudiados</i>	65
CAPITULO 4. RESULTADOS EXPERIMENTALES OBTENIDOS	68
4.1 RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS ENSAYES REALIZADOS EN MURO DE REACCIÓN PARA LOS ESPECÍMENES 1-A, 1-B, 2-A, 2-B	68
4.1.1 <i>Respuesta histerética con carga cíclica reversible</i>	70

4.2 DESCRIPCIÓN DE LOS DAÑOS EN LOS ESPÉCIMENES ENSAYADOS	77
4.2.1 Daños en especímenes de muro de reacción.....	77
4.3 RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS ENSAYES REALIZADOS DEL ESPÉCIMEN EN MESA VIBRADORA	86
4.3.1 Resultados de la vibración ambiental y vibración libre.....	86
4.3.2 Sismo de baja intensidad.....	87
4.3.2.1 Identificación de propiedades dinámicas.....	89
4.3.2.2 Resultados experimentales.....	95
4.3.3 Sismo de alta intensidad	96
4.3.3.1 Resultados experimentales.....	96
4.3.4 Daños en espécimen ensayado en mesa vibradora	99
CAPITULO 5. EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS ESPECÍMENES ENSAYADOS EN MURO DE REACCIÓN.....	100
5.1 INTRODUCCIÓN	100
5.2 MODELO PROPUESTO PARA LA EVALUACIÓN DE LAS FUERZAS INTERNAS DE LA CIMENTACIÓN TIPO CANDELERO.....	100
5.3 EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA EXPERIMENTAL DE LOS ESPÉCIMENES ANTE CARGAS CICLICAS LATERALES.....	110
5.3.1 Cálculosimplificado de la respuesta estructural.....	112
5.3.2 Comparación entre los resultados calculados y experimentales	121
5.4 EVALUACIÓN ANALÍTICA DE LA CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN DE UNA COLUMNA CON CIMENTACIÓN CANDELERO ANTE CARGAS ESTÁTICAS CÍCLICAS	125
CAPITULO 6. EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA DEL ESPÉCIMEN EN MESA VIBRADORA.....	140
6.1 INTRODUCCIÓN	140
6.2 ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DEL ESPÉCIMEN.....	140
6.2.1 Modelos para el análisis dinámico no-lineal.....	140
6.2.1.1 Modelo simplificado con cimentación rígida.....	140
6.2.1.2 Modelo simplificado con cimentación semirígida.....	141
6.2.1.3 Modelo detallado con cimentación semirígida	145
6.2.2 Otros modelos simplificados.....	148
6.2.3 Características mecánicas empleadas para el análisis dinámico no lineal.....	151
6.2.3.1 Revisión de la columna por capacidad	153
6.2.3.2 Revisión por capacidad lateral de la columna con efectos P-A.....	153
6.2.4 Resultados del análisis dinámico no lineal	154
6.2.4.1 Resultados del modelo simplificado con cimentación rígida	154
6.2.4.2 Resultados del modelo simplificado con cimentación semirígida.....	155
6.2.4.3 Resultados del modelo detallado con cimentación semirígida	156
6.3 COMPARACIÓN DE RESULTADOS EXPERIMENTALES Y CALCULADOS	156
6.3.1 Comparación de resultados con sismo de baja intensidad	156
6.3.2 Comparación de resultados con sismo de alta intensidad	158
6.4 EVALUACIÓN ANALÍTICA DEL BALANCE DE ENERGÍA PARA UNA COLUMNA CN DISTINTAS CONDICIONES DE APOYO EN LA BASE.....	162
CAPITULO 7. IMPLICACIONES EN EL DISEÑO DE ACUERDO CON LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN ESTE ESTUDIO.....	168
7.1 INTERACCIÓN CIMENTACIÓN-COLUMNA	168
7.2 CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN DE COLUMNAS	174
7.3 COMPORTAMIENTO DINÁMICO	177
CAPITULO 8. RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIÓN PREFABRICADA TIPO CANDELERO.....	182
CAPITULO 8. CONCLUSIONES	192

RECONOCIMIENTOS	194
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	195

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPITULO 2. DESCRIPCION DEL PROBLEMA	4
FIGURA 2.1 GEOMETRÍA GENERAL Y DIMENSIONES DE PUENTE	4
FIGURA 2.2 MODELO ANALÍTICO DEL PUENTE EN ESTUDIO CON APOYOS FIJOS (F) Y MÓVILES (M) EN LA JUNTAS.	5
FIGURA 2.3 MECANISMO DE TRANSMISIÓN DE FUERZAS INTERNAS ENTRE COLUMNA Y LA CIMENTACIÓN TIPO CANDELERO SEGÚN OSANAI ET AL (1996).	6
FIGURA 2.4 MODELO ADOPTADO POR LA AIJ (1990)	7
FIGURA 2.5 MODELO ADOPTADO POR LA DIN1045 (1981)	8
FIGURA 2.6 MODELO ADOPTADO POR OSANAI ET AL (1996)	9
CAPITULO 3. DESCRIPCIÓN DE LOS ESPECÍMENES Y DE LOS ENSAYOS REALIZADOS.....	10
FIGURA 3.1 PROTOTIPO DE PUENTE (MEDIDAS EN MM)	11
FIGURA 3.2 SECCIÓN DE LA COLUMNA DEL PROTOTIPO (MEDIDAS EN MM)	12
FIGURA 3.3 CIMENTACIÓN PROTOTIPO TIPO “CANDELERO” (MEDIDAS EN MM).....	12
FIGURA 3.4.1 MODELO A ESCALA 1 / 2.5 (MEDIDAS EN MM)	13
FIGURA 3.4.2 SECCIÓN DE LA COLUMNA DEL MODELO (MEDIDAS EN MM)	14
FIGURA 3.5.1 CIMENTACIÓN DEL MODELO SIN POSTENSADO A ESCALA 1 / 2.5 (MEDIDAS EN MM)	15
FIGURA 3.5.2 CIMENTACIÓN DEL MODELO CON POSTENSADO A ESCALA 1 / 2.5 (MEDIDAS EN MM).....	15
FIGURA 3.6.1 CIMENTACIÓN CANDELERO Y COLUMNA, ESPÉCIMEN A ESCALA 1/5	17
FIGURA 3.6.2 MODELO A ESCALA 1/5 DE COLUMNA CON CIMENTACIÓN CANDELERO, EN MESA VIBRADORA	18
FIGURA 3.7.1 DIMENSIONES Y ARMADO DE LA CIMENTACIÓN CANDELERO	19
FIGURA 3.7.2 DIMENSIONES Y ARMADO DE LA CAJA DE CONCRETO REFORZADO	20
FIGURA 3.7.3 CAJA DE CONCRETO REFORZADO, ARRIOSTRES METÁLICOS	20
FIGURA 3.7.4 ESPÉCIMEN A ESCALA 1/5 EN MESA VIBRADORA	21
FIGURA 3.7.5 A) BLOQUE DE LINGOTES Y BANDEJAS B) ARRIOSTRES DE BLOQUES	21
FIGURA 3.8 VARILLAS DE REFUERZO Y CIMBRA METÁLICA DE ZAPATA 1-A	22
FIGURA 3.9 PROCESO DE COLADO DE ZAPATA 1-A.....	22
FIGURA 3.10 PROCESO DE ARMADO DE ZAPATA 2-A.....	23
FIGURA 3.11 (A) ZAPATA 1-A EN PLANTA GSA. (B) ZAPATA 1-A EN LABORATORIO DEL II- UNAM	23
FIGURA 3.12 (A) ARMADO DE COLUMNA CON CIMBRA METÁLICA (B) COLADO TÍPICO DE COLUMNA	24
FIGURA 3.13 COLUMNA DEL ESPÉCIMEN 1-A.....	24
FIGURA 3.14 SISTEMA DE ANCLAJE DE LOS CABLES POSTENSADOS	25
FIGURA 3.15 COLADO DE LA LOSA POSTENSADA EN LA CONEXIÓN CIMENTACIÓN-COLUMNA	25
FIGURA 3.16 ENRASADO DE LA LOSA POSTENSADA EN LA CONEXIÓN CIMENTACIÓN-COLUMNA.....	26
FIGURA 3.17 ACABADO DE LA CONEXIÓN POSTENSADA CIMENTACIÓN-COLUMNA	26
FIGURA 3.18 ESPÉCIMEN 1-A EN LABORATORIO DEL II-UNAM	27
FIGURA 3.19 ESPÉCIMEN 2-A AL INICIO DE LA PRUEBA	27
FIGURA 3.20 ESPÉCIMEN A ESCALA 1/5 EN MESA VIBRADORA	28
FIGURA 3.21 TRANSPORTE DE PIEZAS SOBRE LA MESA VIBRADORA.....	28
FIGURA 3.22 TRANSPORTE DE TORRE METÁLICA	29
FIGURA 3.23 PO TRANSPORTE DE PIEZAS SOBRE LA MESA VIBRADORA	29
FIGURA 3.24 TRANSPORTE Y ENSAMBLE DE CAJA DE CONCRETO	30

FIGURA 3.25 APUNTALAMIENTO DEL ESPÉCIMEN	30
FIGURA 3.26 CURVAS DE RESISTENCIA-TIEMPO (EN DÍAS), PROBETAS DE LA CIMENTACIÓN	32
FIGURA 3.27 CURVAS DE RESISTENCIA – TIEMPO (EN DÍAS), PROBETAS DE LA COLUMNA	33
FIGURA 3.28 (A) MÁQUINA UNIVERSAL DEL II-UNAM PARA ENSAYE DE PROBETAS DE ALTA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE. (B) ENSAYE DE MODULO ELÁSTICO DE PROBETA DE LA COLUMNA 1-A	34
FIGURA 3.29 MODELO ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA EL CONCRETO A COMPRESIÓN SEGÚN PARK ET AL. (1982)	35
FIGURA 3.30 MODELO ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA EL CONCRETO A COMPRESIÓN	36
FIGURA 3.31 CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA EL ACERO DE REFUERZO DE 1/2”	37
FIGURA 3.32 CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA EL ACERO DE REFUERZO DE 3/8”	37
FIGURA 3.33 CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA EL ACERO DE REFUERZO DE 1/4”	38
FIGURA 3.34 CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA EL ACERO DE REFUERZO DE 3/16”	38
FIGURA 3.35 DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DEL MODELO A ESCALA 1 / 2.5	39
FIGURA 3.36 CURVA EXPERIMENTAL ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL CONCRETO EMPLEADO EN LA CIMENTACIÓN	41
FIGURA 3.37 CURVA EXPERIMENTAL ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL CONCRETO EMPLEADO EN LA COLUMNA	41
FIGURA 3.38 CURVA EXPERIMENTAL ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA EL ACERO DE 9.5MM (No3)	42
FIGURA 3.39 CURVA EXPERIMENTAL ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA EL ACERO DE REFUERZO DE 6MM	42
FIGURA 3.40 CURVA EXPERIMENTAL ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA EL ACERO DE REFUERZO DE 3.42MM	43
FIGURA 3.41 CURVA EXPERIMENTAL ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA EL ACERO DE REFUERZO DE 4.5MM	43
FIGURA 3.42 DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA SECCIÓN DE COLUMNA	44
FIGURA 3.43 DISTRIBUCIÓN DE STRAIN GAUGES EN CANDELERO SIN PRESFUERZO	45
FIGURA 3.44 DISTRIBUCIÓN DE STRAIN GAUGES EN CANDELERO CON PRESFUERZO	46
FIGURA 3.45 DISTRIBUCIÓN DE STRAIN GAUGES A NIVEL DE LA MALLA DEL REFUERZO DE LA ZONA SUPERIOR	46
FIGURA 3.46 ESQUEMA DE INSTRUMENTACIÓN CON STRAIN GAUGES EN VARILLAS DE LA COLUMNA, MEDIDA EN MM	47
FIGURA 3.47 ESQUEMA DE INSTRUMENTACIÓN DE LA COLUMNA CON POTENCIÓMETROS	48
FIGURA 3.48 ESQUEMA DE LA INSTRUMENTACIÓN CON STRAIN GAUGES DE LA CIMENTACIÓN A ESCALA 1/5	49
FIGURA 3.49 ESQUEMA DE INSTRUMENTACIÓN CON STRAIN GAUGES EN COLUMNA A ESCALA 1/5	50
FIGURA 3.50 ESQUEMA DE INSTRUMENTACIÓN CON POTENCIÓMETROS EN COLUMNA A ESCALA 1/5, ACOTACIONES EN MM	50
FIGURA 3.51 UBICACIÓN DE ACELERÓMETROS	51
FIGURA 3.52 UBICACIÓN DE TRASDUCTORES DE CUERDA	51
FIGURA 3.53 SISTEMA DE CARGA PARA EL ESPÉCIMEN (MEDIDAS EN MM)	53
FIGURA 3.54 DESPLAZAMIENTOS MEDIDOS EN LA COLUMNA PARA ¾ DEL CORTANTE DE FLUENCIA	54
FIGURA 3.55 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTO DEL ESPÉCIMEN 1-A	55
FIGURA 3.56 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTO DEL ESPÉCIMEN 1-B	55
FIGURA 3.57 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTO DEL ESPÉCIMEN 2-A	56
FIGURA 3.58 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTO DEL ESPÉCIMEN 2-B	56
FIGURA 3.59 REGISTRO DE ACELERACIÓN OBJETIVO	59
FIGURA 3.60 REGISTRO DE VELOCIDAD	59
FIGURA 3.61 REGISTRO DE DESPLAZAMIENTO	60
FIGURA 3.62 DIAGRAMA TRILOGARÍTMICO DE VALORES MÁXIMOS DEL REGISTRO SÍSMICO	61
FIGURA 3.63 REGISTROS DE ACELERACIÓN ALTA INTENSIDAD	62
FIGURA 3.64 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DE LA SEÑAL DE ACELERACIÓN DE ALTA INTENSIDAD	62
FIGURA 3.65 ESPECTROS DE RESPUESTA PARA SEÑAL DE ALTA INTENSIDAD DEL REGISTRO DE VIVEROS ESCALADO DIEZ VECES (MÉXICO, 1985), $\zeta = 5\%$	63

FIGURA 3.66 ESPECTRO DE ACELERACIÓN PARA DISTINTAS DEMANDAS DE DUCTILIDAD DEL REGISTRO ESCALADO DE VIVEROS (MÉXICO, 1985).....	64
FIGURA 3.67 ESPECTRO DE DEMANDAS DE DUCTILIDAD PARA EL REGISTRO ESCALADO DE VIVEROS (MÉXICO, 1985)	64
FIGURA 3.68 ACELEROGRAMA DEL SISMO DE SYLMAR (NORTHRIDGE, 1994)	65
FIGURA 3.69 ESPECTRO DE ACELERACIÓN PARA DISTINTAS DEMANDAS DE DUCTILIDAD DEL REGISTRO DE SYLMAR(NORTHRIDGE, 1994).....	66
FIGURA 3.70 ESPECTRO DE DEMANDAS DE DUCTILIDAD PARA EL REGISTRO MODIFICADO DE SYLMAR (NORTHRIDGE, 1994)	66
FIGURA 3.71 ESPECTRO DE ACELERACIÓN PARA OTROS REGISTROS SIMULADOS	67

CAPITULO 4. RESULTADOS EXPERIMENTALES OBTENIDOS68

FIGURA 4.1 DIAGRAMA CORTANTE-DISTORSIÓN EXPERIMENTAL DE CADA ESPÉCIMEN	68
FIGURA 4.2 VISTA EN PLANTA DE LA DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS Y FUERZAS EN CIMENTACIÓN	69
FIGURA 4.3 COMPARACIÓN DE LA FUERZA CORTANTE EN LA BASE DE LA COLUMNA	70
FIGURA 4.4 CURVA DE CICLOS HISTERÉTICOS MOMENTO VS. CURVATURA DE LA BASE DE LA COLUMNA, OBTENIDA EXPERIMENTALMENTE DEL ESPÉCIMEN 1-A.....	71
FIGURA 4.5 CURVA DE CICLOS HISTERÉTICO CORTANTE VS. DISTORSIÓN DE LA COLUMNA, OBTENIDA EXPERIMENTALMENTE DEL ESPÉCIMEN 1-A	71
FIGURA 4.6 CURVA DE CICLOS HISTERÉTICOS MOMENTO VS. DISTORSIÓN DE LA COLUMNA, OBTENIDA EXPERIMENTALMENTE DEL ESPÉCIMEN 1-A	72
FIGURA 4.7 CURVA DE CICLOS HISTERÉTICOS MOMENTO VS. CURVATURA DE LA BASE DE LA COLUMNA, OBTENIDA EXPERIMENTALMENTE DEL ESPÉCIMEN 1-B.....	72
FIGURA 4.8 CURVA DE CICLOS HISTERÉTICOS CORTANTE VS. DISTORSIÓN DE LA COLUMNA, OBTENIDA EXPERIMENTALMENTE DEL ESPÉCIMEN 1-B.....	73
FIGURA 4.9 CURVA DE CICLOS HISTERÉTICOS MOMENTO VS. DISTORSIÓN DE LA COLUMNA, OBTENIDA EXPERIMENTALMENTE DEL ESPÉCIMEN 1-B.....	73
FIGURA 4.10 CURVA DE CICLOS HISTERÉTICOS DE MOMENTO VS. CURVATURA DE LA BASE DE LA COLUMNA, OBTENIDA EXPERIMENTALMENTE DEL ESPÉCIMEN 2-A.....	74
FIGURA 4.11 CURVA DE CICLOS HISTERÉTICOS CORTANTE VS. DISTORSIÓN DE LA COLUMNA, OBTENIDA EXPERIMENTALMENTE DEL ESPÉCIMEN 2-A	74
FIGURA 4.12 CURVA DE CICLOS HISTERÉTICOS MOMENTO VS. DISTORSIÓN DE LA COLUMNA, OBTENIDA EXPERIMENTALMENTE DEL ESPÉCIMEN 2-A	75
FIGURA 4.13 CURVA DE CICLOS HISTERÉTICOS MOMENTO VS. CURVATURA DE LA BASE DE LA COLUMNA, OBTENIDA EXPERIMENTALMENTE DEL ESPÉCIMEN 2-B.....	75
FIGURA 4.14 CURVA DE CICLOS HISTERÉTICOS CORTANTE VS. DISTORSIÓN EN LA COLUMNA, OBTENIDA EXPERIMENTALMENTE DEL ESPÉCIMEN 2-B.....	76
FIGURA 4.15 CURVA DE CICLOS HISTERÉTICOS MOMENTO VS. DISTORSIÓN EN LA COLUMNA, OBTENIDA EXPERIMENTALMENTE DEL ESPÉCIMEN 2-B.....	76
FIGURA 4.16 CURVA EXPERIMENTAL CORTANTE-DISTORSIÓN, ESPÉCIMEN 1-A.....	77
FIGURA 4.17 DAÑO EN ESPÉCIMEN 1-A, BAJO CONTROL POR DESPLAZAMIENTOS. (A) DUCTILIDAD 3, CICLO. (B) DUCTILIDAD 4, CICLO 1	78
FIGURA 4.18 DAÑOS EN ESPÉCIMEN 1-A, BAJO CONTROL POR DESPLAZAMIENTOS. (A)DUCTILIDAD 5 CICLO 1. (B) DUCTILIDAD 6.5 CICLO 1	78
FIGURA 4.19 CURVA EXPERIMENTAL CORTANTE-DISTORSIÓN, ESPÉCIMEN 1-B.....	79
FIGURA 4.20 DAÑO EN ESPÉCIMEN 1-B BAJO CONTROL POR DESPLAZAMIENTOS. (A)DUCTILIDAD 1, CICLO 1 (B) DUCTILIDAD 2, CICLO 1	80
FIGURA 4.21 DAÑO EN ESPÉCIMEN 1-B BAJO CONTROL POR DESPLAZAMIENTOS. (A)DUCTILIDAD 4, CICLO 1. (B) DUCTILIDAD 6, CICLO 1	80
FIGURA 4.22 CURVA EXPERIMENTAL CORTANTE-DISTORSIÓN, ESPÉCIMEN 2-A.....	81
FIGURA 4.23 DAÑO EN ESPÉCIMEN 2-A BAJO CONTROL POR DESPLAZAMIENTOS A) DUCTILIDAD 3, CICLO 2 B) DUCTILIDAD 5, CICLO 2.....	82
FIGURA 4.24 DAÑO EN ESPÉCIMEN 2-A BAJO CONTROL POR DESPLAZAMIENTOS, DUCTILIDAD 6, CICLO 1	82

FIGURA 4.25 CURVA EXPERIMENTAL CORTANTE-DISTORSIÓN, ESPÉCIMEN 2-B	83
FIGURA 4.26 DAÑO EN ESPÉCIMEN 2-B BAJO CONTROL POR DESPLAZAMIENTOS. A) DUCTILIDAD 2, CICLO 1. B) DUCTILIDAD 4, CICLO 1	84
FIGURA 4.27 ANCHO DE GRIETA DEL ESPÉCIMEN 2-B, BAJO CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS, DUCTILIDAD 4.....	84
FIGURA 4.28 DAÑO EN ESPÉCIMEN 2-B, BAJO CONTROL POR DESPLAZAMIENTOS, DURANTE EL PRIMER CICLO DE DUCTILIDAD 6	85
FIGURA 4.29 DAÑO OBSERVADO EN ESPÉCIMEN 2-B. A) DUCTILIDAD 6, CICLO 1. B) PANDEO DEL REFUERZO.....	85
FIGURA 4.30 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DE ACELERACIONES PARA LA VIBRACIÓN AMBIENTAL	86
FIGURA 4.31 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA CON VIBRACIÓN LIBRE	87
FIGURA 4.32 REGISTRO DE ACELERACIONES PARA SISMO DE BAJA INTENSIDAD	87
FIGURA 4.33 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA EXPERIMENTAL	88
FIGURA 4.34 ACELERACIÓN DE LA MASA DEL ESPÉCIMEN	89
FIGURA 4.35 ACELERACIÓN DE LA MASA DEL ESPÉCIMEN	89
FIGURA 4.36 SUPERFICIE DE ERROR PARA EL MODO 1	92
FIGURA 4.37 VARIACIÓN DEL ERROR ACUMULADO PARA CADA AMORTIGUAMIENTO, MODO 1.....	93
FIGURA 4.38 SUPERFICIE DE ERROR PARA EL MODO 2.....	94
FIGURA 4.39 VARIACIÓN DEL ERROR PARA CADA AMORTIGUAMIENTO, MODO 2	94
FIGURA 4.40 FUNCIONES DE TRANSFERENCIA.....	95
FIGURA 4.41 DISTORSIÓN EXPERIMENTAL DEL ESPÉCIMEN VERSUS TIEMPO	96
FIGURA 4.42 REGISTRO DE ACELERACIÓN MEDIDO, FASE INTENSA	96
FIGURA 4.43 A) ACELERACIÓN EXPERIMENTAL DE LA MASA DE ESPÉCIMEN B) FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DE ACELERACIÓN	97
FIGURA 4.44 RESPUESTAS HISTERÉTICA DEL MOMENTO VERSUS LA CURVATURA EN LA BASE DE LA COLUMNA	98
FIGURA 4.45 RESPUESTAS HISTERÉTICA DEL MOMENTO-DISTORSIÓN	98
FIGURA 4.46 DAÑOS EN ESPÉCIMEN ENSAYADO EN MESA VIBRADORA	99

**CAPITULO 5. EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS
ESPECÍMENES ENSAYADOS EN MURO DE REACCIÓN.....100**

FIGURA 5.1 MODELO PROPUESTO EN ESTA INVESTIGACIÓN	101
FIGURA 5.2 VARIACIÓN DE LAS FUERZAS INTERNAS EN FUNCIÓN AL COEFICIENTE DE FRICCIÓN μ	103
FIGURA 5.3 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN LA ZONA SUPERIOR DEL CANDELERO	103
FIGURA 5.4 MODELO DE CANDELERO CON PRESFUERZO EN EL BORDE SUPERIOR.....	105
FIGURA 5.5 FUERZAS INTERNAS DEL CANDELERO CON PRESFUERZO EN EL BORDE SUPERIOR	106
FIGURA 5.6 DEFORMACIONES UNITARIAS	107
FIGURA 5.7 (A)MODELO DE COLUMNA Y CIMENTACIÓN CANDELERO (B) MODELO ESQUEMÁTICO SIMPLIFICADO CON BASE EMPOTRADA	110
FIGURA 5.8 (A)VISTA EN PLANTA, MODELO DE PUNTAL Y TIRANTE. (B) ELEVACIÓN CORTE C-C.....	111
FIGURA 5.9 MODELO DE PUNTAL Y TIRANTE PARA LOSA POSTENSADA, VISTA EN PLANTA	112
FIGURA 5.10 DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA, CALCULADO	113
FIGURA 5.11 CURVA MOMENTO-CURVATURA, CALCULADO Y EXPERIMENTAL, ESPÉCIMEN 1-A.....	114
FIGURA 5.12 CURVA MOMENTO-CURVATURA, CALCULADO Y EXPERIMENTAL, ESPÉCIMEN 1-B.....	114
FIGURA 5.13 CURVA MOMENTO-CURVATURA, CALCULADO Y EXPERIMENTAL, ESPÉCIMEN 2-A.....	115
FIGURA 5.14 CURVA MOMENTO-CURVATURA, CALCULADO Y EXPERIMENTAL, ESPÉCIMEN 2-B	115
FIGURA 5.15 DIAGRAMA CORTANTE-DISTORSIÓN.....	118
FIGURA 5.16 DIAGRAMA MOMENTO-DISTORSIÓN	118
FIGURA 5.17 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTO PARA EL ESPÉCIMEN 1-A, EXPERIMENTAL	119
FIGURA 5.18 RESPUESTA CALCULADA DE LA CURVA DE HISTÉRESIS PARA ESPÉCIMEN 1-A	119
FIGURA 5.19 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTO PARA EL ESPÉCIMEN 1-B, EXPERIMENTAL.....	119
FIGURA 5.20 RESPUESTA CALCULADA DE LA HISTÉRESIS , PARA ESPÉCIMEN 1-B	120
FIGURA 5.21 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTO PARA EL ESPÉCIMEN 2-A, EXPERIMENTAL	120

FIGURA 5.22 RESPUESTA CALCULADA DE LA HISTÉRESIS, PARA ESPÉCIMEN 2-A	120
FIGURA 5.23 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTO PARA EL ESPÉCIMEN 2-B, EXPERIMENTAL.....	121
FIGURA 5.24 RESPUESTA CALCULADA DE LA HISTÉRESIS, PARA ESPÉCIMEN 2-B	121
FIGURA 5.25 COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS CALCULADOS TEÓRICAMENTE Y LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES DEL CORTANTE-DISTORSIÓN.....	122
FIGURA 5.26 COMPARACIÓN MODELOS DE HISTÉRESIS CORTANTE-DISTORSIÓN PARA EL ESPÉCIMEN 1-A, CÁLCULO TEÓRICO CON MODELO EMPOTRADO Y RESULTADO EXPERIMENTAL	123
FIGURA 5.27 COMPARACIÓN MODELOS DE HISTÉRESIS CORTANTE-DISTORSIÓN PARA EL ESPÉCIMEN 1-B, CÁLCULO TEÓRICO CON MODELO EMPOTRADO Y RESULTADO EXPERIMENTAL	123
FIGURA 5.28 COMPARACIÓN MODELOS DE HISTÉRESIS CORTANTE-DISTORSIÓN PARA EL ESPÉCIMEN 2-A, CÁLCULO TEÓRICO CON MODELO EMPOTRADO Y RESULTADO EXPERIMENTAL	124
FIGURA 5.29 COMPARACIÓN MODELOS DE HISTÉRESIS CORTANTE-DISTORSIÓN PARA EL ESPÉCIMEN 2-B, CÁLCULO TEÓRICO CON MODELO EMPOTRADO Y RESULTADO EXPERIMENTAL	124
FIGURA 5.30 ALTURA DE LA COLUMNA RESPECTO A LA CARA DE LA CIMENTACIÓN, VARIACIÓN DE LA CURVATURA EN LA ALTURA HT DE LA COLUMNA.....	125
FIGURA 5.31 DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA, CALCULADO CON BIAX (WALLACE, 1989) Y UNA APROXIMACIÓN BI-LINEAL.....	126
FIGURA 5.32 DIAGRAMA CORTANTE-DISTORSIÓN, CALCULADA CON LA COLUMNA EMPOTRADA	127
FIGURA 5.33 ESQUEMA DE DEFORMACIÓN ENTRE LA CIMENTACIÓN Y LA COLUMNA.....	128
FIGURA 5.34 DIAGRAMAS DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN ENTRE LA CIMENTACIÓN Y LA COLUMNA.....	129
FIGURA 5.35 DEFORMACIÓN POR TENSIÓN DEL REFUERZO DE CANDELERO	130
FIGURA 5.36 DEFORMACIÓN POR PÉRDIDA DE LA ADHERENCIA DEL ACERO DE REFUERZO EN LA BASE DE LA COLUMNA	131
FIGURA 5.37 FUERZAS DE ADHERENCIA Y LA DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN EL ACERO DE REFUERZO.....	132
FIGURA 5.38 DESPLAZAMIENTO DE CUERPO RÍGIDO POR LA DEFORMACIÓN DEBIDO A LA PÉRDIDA DE ADHERENCIA DEL REFUERZO PRINCIPAL	134
FIGURA 5.39 DEFORMACIÓN POR FRICCIÓN DEL CANDELERO Y LA COLUMNA	135
FIGURA 5.40 DIAGRAMA CORTANTE-DISTORSIÓN, COMPARACIÓN CON LOS RESULTADOS CALCULADOS Y EXPERIMENTALES.....	138

**CAPITULO 6. EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA DEL ESPÉCIMEN EN
MESA VIBRADORA.....140**

FIGURA 6.1 MODELO SIMPLIFICADO CON CIMENTACIÓN RÍGIDA	141
FIGURA 6.2 MODELO SIMPLIFICADO CON CIMENTACIÓN SEMIRÍGIDA	142
FIGURA 6.3 A) DISTRIBUCIÓN DE DEFORMACIÓN Y ESFUERZOS EN BORDE SUPERIOR DE CIMENTACIÓN B) MODELO SUPUESTO DE COMPORTAMIENTO ELASTOPLÁSTICO DEL CONCRETO.....	143
FIGURA 6.4 DISTRIBUCIÓN DE REACCIONES Y DEFORMACIONES EN CIMENTACIÓN TIPO CANDELERO.....	144
FIGURA 6.5 PROYECCIÓN DE ÁREAS PARA EL CÁLCULO DE RIGIDECES. (A) PROYECCIÓN VERTICAL (B) PROYECCIÓN HORIZONTAL DE ÁREA	145
FIGURA 6.6 MODELO DETALLADO CON CIMENTACIÓN SEMIRÍGIDA	146
FIGURA 6.7 SUBDIVISIÓN POR FRANJAS DE LA CIMENTACIÓN TIPO CANDELERO	147
FIGURA 6.8 ELEMENTOS CONTACT Y SPRING EN LA CIMENTACIÓN TIPO CANDELERO	148
FIGURA 6.9 MODELOS SIMPLIFICADOS A) MODELO CON BASE EMPOTRADA Y COLUMNA CON APOYO LATERAL DE TIPO CONTACTO. B) MODELO CON BASE ARTICULADA Y COLUMNA CON APOYO LATERAL DE TIPO CONTACTO	148
FIGURA 6.10 MODELO CON BASE EMPOTRADA Y COLUMNA CON APOYO LATERAL DE TIPO CONTACTO.....	150
FIGURA 6.11 MODELO CON BASE ARTICULADA Y COLUMNA CON APOYO LATERAL DE TIPO CONTACTO.....	150
FIGURA 6.12 DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA, CALCULADA CON BIAX (WALLACE 1989) Y UNA APROXIMACIÓN BI-LINEAL.....	151

FIGURA 6.13 REGLA DE HISTÉRESIS DE TAKEDA UTILIZADO CON RUAUMOKO (CARR, 2003)	152
FIGURA 6.14 REGLA DE HISTÉRESIS DE ELEMENTO CONTACT, UTILIZADO EN EL PROGRAMA RUAUMOKO (CARR, 2003)	152
FIGURA 6.15 DIAGRAMA DE FUERZAS EN LA COLUMNA DEL ESPÉCIMEN EN MESA VIBRADORA	153
FIGURA 6.16 EFECTO P- Δ EN LA CAPACIDAD LATERAL DE LA COLUMNA	154
FIGURA 6.17 MODELO SIMPLIFICADO CON BASE RÍGIDA, CORTANTE VERSUS DISTORSIÓN	155
FIGURA 6.18 MODELO SIMPLIFICADO CON CIMENTACIÓN SEMI-RÍGIDA. CORTANTE VERSUS DISTORSIÓN	155
FIGURA 6.19 MODELO DETALLADO CON CIMENTACIÓN SEMI-RÍGIDA. CORTANTE VERSUS DISTORSIÓN	156
FIGURA 6.20 COMPARACIÓN DE LA ACELERACIÓN OBTENIDA EXPERIMENTAL Y CALCULADA. SISMO DE BAJA INTENSIDAD	157
FIGURA 6.21 FUNCIONES DE TRANSFERENCIA DE ACELERACIÓN DEL MODELO EXPERIMENTAL Y CALCULADO. SISMO DE BAJA INTENSIDAD	157
FIGURA 6.22 COMPARACIÓN DE LA DISTORSIÓN OBTENIDA EXPERIMENTAL Y CALCULADA. SISMO DE BAJA INTENSIDAD	158
FIGURA 6.23 COMPARACIÓN DE RESPUESTAS DE ACELERACIÓN CALCULADA PARA DISTINTOS COEFICIENTES DE FRICCIÓN Y EL OBTENIDO EXPERIMENTALMENTE EN MESA VIBRADORA	159
FIGURA 6.24 COMPARACIÓN DE FUNCIONES DE TRANSFERENCIA DE ACELERACIÓN CALCULADA PARA DISTINTOS COEFICIENTES DE FRICCIÓN Y LA OBTENIDA EXPERIMENTALMENTE EN MESA VIBRADORA	159
FIGURA 6.25 COMPARACIÓN DE LA DISTORSIÓN CALCULADA PARA DISTINTOS COEFICIENTES DE FRICCIÓN Y LA OBTENIDA EXPERIMENTALMENTE EN MESA VIBRADORA	160
FIGURA 6.26 COMPARACIÓN DE FUNCIONES DE TRANSFERENCIA DE DESPLAZAMIENTO CALCULADO PARA DISTINTOS COEFICIENTES DE FRICCIÓN Y EL OBTENIDO EXPERIMENTALMENTE EN LA MESA VIBRADORA	160
FIGURA 6.27 COMPARACIÓN DE MOMENTO FLEXIONANTE EN LA BASE VERSUS LA DUCTILIDAD DE CURVATURA CALCULADA Y LA OBTENIDA EXPERIMENTALMENTE EN MESA VIBRADORA	161
FIGURA 6.28 COMPARACIÓN DE MOMENTO FLEXIONANTE EN LA BASE VERSUS DISTORSIÓN CALCULADA Y LA OBTENIDA EXPERIMENTALMENTE EN MESA VIBRADORA	161
FIGURA 6.29 ESPECTRO DE ENERGÍA ELÁSTICA ($\zeta = 1.8\%$)	162
FIGURA 6.30 ESPECTRO DE ENERGÍA HISTERÉTICA E_H (M^2/S^2) ($\zeta = 1.8\%$)	163
FIGURA 6.31 DIAGRAMA DEL BALANCE DE ENERGÍA PARA EL MODELO CON BASE EMPOTRADA (M^2/S^2)	164
FIGURA 6.32 DIAGRAMA DEL BALANCE DE ENERGÍA PARA EL MODELO CON BASE SEMI-EMPOTRADA (M^2/S^2)	164
FIGURA 6.337 COMPARACIÓN DE LOS DIAGRAMAS ENERGÍA DE ENTRADA (E_i) PARA LOS MODELOS CON BASE EMPOTRADA Y SEMI-EMPOTRADA (M^2/S^2)	165
FIGURA 6.34 COMPARACIÓN DE LOS DIAGRAMAS ENERGÍA DE DEFORMACIÓN ($E_S = E_H + E_E$) PARA LOS MODELOS CON BASE EMPOTRADA Y SEMI-EMPOTRADA (M^2/S^2)	165
FIGURA 6.35 COMPARACIÓN DEL COCIENTE ENTRE LA ENERGÍA HISTERÉTICA Y LA ENERGÍA DE ENTRADA (E_H/E_i) PARA EL MODELO EMPOTRADO Y SEMI-EMPOTRADO	166
FIGURA 6.36 COMPARACIÓN DE LA ENERGÍA HISTERÉTICA (E_H) EN (M^2/S^2) PARA EL MODELO CON BASE EMPOTRADA Y EL SEMI-EMPOTRADO	167
FIGURA 6.37 COMPARACIÓN DE LA ENERGÍA HISTERÉTICA (E_H) EN (M^2/S^2) PARA EL CANDELERO SIMPLE Y EL PRESFORZADO	167

CAPITULO 7. IMPLICACIONES EN EL DISEÑO DE ACUERDO CON LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN ESTE ESTUDIO **168**

FIGURA 7.1 VARIACIÓN DE LAS FUERZAS INTERNAS DE CIMENTACIÓN TIPO CANDELERO, SIN PRESFUERZO	169
FIGURA 7.2 VARIACIÓN DE LA DEMANDA DE FUERZAS EN EL BORDE SUPERIOR DE LA CIMENTACIÓN (Cs/V) EN CIMENTACIÓN TIPO CANDELERO, SIN PRESFUERZO	169

FIGURA 7.3 COCIENTE DEL ACERO DE REFUERZO REQUERIDO PARA DISTINTOS COEFICIENTES DE FRICCIÓN RESPECTO DEL ACERO DE REFUERZO REQUERIDO PARA UN COEFICIENTE DE FRICCIÓN IGUAL A CERO.....	170
FIGURA 7.4 COCIENTE DE FUERZAS DE REACCIÓN INTERNAS DEL CANDELERO CON PRESFUERZO Y SIN PRESFUERZO, PARA DISTINTOS COEFICIENTES DE FRICCIÓN	170
FIGURA 7.5 COCIENTE DE ESFUERZOS γ_{sp} , DEL ESFUERZO EN EL CANDELERO Y LA RESISTENCIA DEL CONCRETO, PARA UN COEFICIENTE DE FRICCIÓN μ IGUAL A 1	171
FIGURA 7.6 COCIENTE DE ESFUERZOS γ_{sp} , DEL ESFUERZO EN EL CANDELERO Y LA RESISTENCIA DEL CONCRETO, PARA UN COEFICIENTE DE FRICCIÓN μ IGUAL A 0.5	172
FIGURA 7.7 COCIENTE DE ESFUERZOS γ_{sp} , DEL ESFUERZO EN EL CANDELERO Y LA RESISTENCIA DEL CONCRETO, PARA UN COEFICIENTE DE FRICCIÓN μ IGUAL A 0.....	172
FIGURA 7.8 RESISTENCIA DEL BORDE SUPERIOR DE CIMENTACIÓN TIPO CANDELERO EN FUNCIÓN A LA DEFORMACIÓN DEL CONCRETO Y EL COEFICIENTE DE FRICCIÓN	173
FIGURA 7.9 PROFUNDIDAD DEL BLOQUE DE COMPRESIÓN DEL BORDE SUPERIOR DE CIMENTACIÓN TIPO CANDELERO EN FUNCIÓN A LA DEFORMACIÓN DEL CONCRETO Y EL COEFICIENTE DE FRICCIÓN	174
FIGURA 7.10 CAPACIDAD DE DUCTILIDAD ESTRUCTURAL, RELACIONANDO CON LA CUANTÍA DE REFUERZO TRANSVERSAL Y LA RELACIÓN M/VD (FIGURA EXTRAÍDA DE PRIESTLEY Y PARK, 1987).....	176
FIGURA 7.11 RESPUESTA EN EL TIEMPO FUERZAS DE INTERACCIÓN CIMENTACIÓN-COLUMNA, $\mu = 0$	177
FIGURA 7.12 RESPUESTA EN EL TIEMPO FUERZAS DE INTERACCIÓN CIMENTACIÓN-COLUMNA, $\mu = 1$	178
FIGURA 7.13 ESPECTRO DE ACELERACIÓN DEL REGISTRO UTILIZADO Y EL FACTOR DE REDUCCIÓN R_M	179
FIGURA 7.14 COMPARACIÓN DE LA ENERGÍA HISTERÉTICA (E_H) EN (M^2/S^2) PARA EL MODELO EMPOTRADO, EL CANDELERO SIMPLE Y EL PRESFORZADO	179
FIGURA 7.15 MODELO DE COLUMNA CON CIMENTACIÓN CANDELERO	180
FIGURA 7.16 (A)RESPUESTA EN EL TIEMPO DEL DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE TABLERO DE PUENTES Y LA JUNTA DE SEPARACIÓN. (B) ÁCERCAMIENTO EN EL TIEMPO DE PRIMER IMPACTO	181

CAPITULO 8. RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIÓN PREFABRICADA TIPO CANDELERO182

FIGURA 8.1 FUERZAS INTERNAS EN CIMENTACIÓN TIPO CANDELERO.....	182
FIGURA 8.2 VARIACIÓN DE LA DEMANDA DE LA FUERZA INTERNA, C_s , EN CIMENTACIÓN TIPO CANDELERO.....	183
FIGURA 8.3 VARIACIÓN DE LA DEMANDA DE LA FUERZA INTERNA, C_s , EN CIMENTACIÓN TIPO CANDELERO.....	183
FIGURA 8.4 VARIACIÓN DE LA DEMANDA DE LA FUERZA INTERNA, C_s , EN CIMENTACIÓN TIPO CANDELERO.....	184
FIGURA 8.5 PUENTE PREFABRICADO DE CONCRETO REFORZADO CON CIMENTACIÓN TIPO CANDELERO (A) ELEVACIÓN EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE (B) ARMADO Y DIMENSIONES DE LA SECCIÓN A-A DE LA COLUMNA (COTA EN MM).....	185
FIGURA 8.6 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE CARGA AXIAL - MOMENTO FLEXIONANTE PARA LA SECCIÓN DE LA COLUMNA DE PUENTE PREFABRICADO.....	186
FIGURA 8.7 DIMENSIONES GLOBALES DE LA CIMENTACIÓN TIPO CANDELERO (A) DEMANDA DE FUERZAS DE DISEÑO POR CAPACIDAD A CARA DE LA CIMENTACIÓN (COTAS EN M) B) SECCIÓN DE COLUMNA TIPO “DADO” (COTAS EN MM)	186
FIGURA 8.8 MODELOS DE PUNTAL Y TIRANTE PARA LA CIMENTACIÓN TIPO CANDELERO A) MODELO CON DOS CARGAS PUNTUALES B) MODELO MÁS DETALLADO CON TRES CARGAS PUNTUALES. DIMENSIONES EN MM	188
FIGURA 8.9 MODELO DE PUNTAL Y TIRANTE PARA LA CIMENTACIÓN TIPO CANDELERO, INCLUYENDO PILAS.....	188

FIGURA 8.10 MODELO DE PUNTAL Y TIRANTE PARA LA CIMENTACIÓN TIPO CANDELERO, INCLUYENDO PILAS (DIMENSIONES EN MM)	189
FIGURA 8.11 MODELO DE PUNTAL Y TIRANTE PARA LA CIMENTACIÓN TIPO CANDELERO, ZONA DE COMPRESIÓN EN EL BORDE SUPERIOR DE LA CIMENTACIÓN, INCLUYE ARMADO. DIMENSIONES EN MM	190
FIGURA 8.12 ARMADO DE LA CIMENTACIÓN EN ZONA SUPERIOR, VISTA EN PLANTA. DIMENSIONES EN MM	191
FIGURA 8.13 DIAGRAMA MOMENTO VS, CURVATURA DE LA SECCIÓN DE COLUMNA.....	191

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 2.1. COEFICIENTE DE FRICCIÓN RECOMENDADA, OSANAI ET AL (1996).....	9
TABLA 3.1. EQUIVALENCIA DE LOS DIÁMETROS DE LAS VARILLAS DE REFUERZO	16
TABLA 3.2. RESULTADOS DE ENSAYO DE PROBETAS A COMPRESIÓN SIMPLE PARA CADA ESPÉCIMEN	31
TABLA 4.1. RESULTADOS CORTANTE Y DISTORSIÓN MÁXIMA EN CADA ESPÉCIMEN ENSAYADO	68
TABLA 7.1. VARIACIÓN DEL COEFICIENTE DE PROFUNDIDAD DE LA RESULTANTE CS.....	174
TABLA 7.2. RESISTENCIA Y CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN DE COLUMNAS ENSAYADAS	176

RESUMEN

En esta investigación se llevaron a cabo estudios analíticos y experimentales de dos tipos de especímenes de columna con cimentación candelero. Con base en los resultados de esta investigación se dan recomendaciones para el diseño sísmico de conexiones columna-cimentación en puentes urbanos construidos con elementos prefabricados de concreto reforzado.

Para el diseño de cimentaciones tipo candelero existen algunos requisitos de diseño que pueden estar del lado de la inseguridad, debido a hipótesis burdas. Algunas de estas hipótesis tienen en cuenta las fuerzas de fricción entre la columna y las paredes interiores de la cimentación candelero, Osanai et al.(1996) emplea un modelo que considera las fuerzas de fricción entre la columna y las paredes de la cimentación, con este modelo se obtienen resultados que sugieren diseños menos conservadores; sin embargo, son necesarias realizar pruebas experimentales del tipo dinámico para verificar si el comportamiento de este tipo de cimentación es adecuado.

Las recomendaciones e investigaciones existentes sobre el problema consideran de manera simplificada sólo acciones de cargas estáticas; sin embargo, es necesario el estudio del problema dinámico ya que ante excitaciones sísmicas es posible que esas recomendaciones no sean necesariamente conservadoras o estén del lado de la seguridad.

Los estudios experimentales de las columnas con cimentación tipo candelero consistió en dos tipos de ensayo: el primero con cuatro especímenes a escala 1/ 2.5, en los que se aplicaron cargas cíclicas reversibles, y el segundo fue el ensayo en mesa vibradora de un espécimen a escala 1/5.

De los cuatro especímenes ensayados en muro de reacción, dos de ellos fueron construidos con cimentación candelero simple y los otros dos con un sistema de presfuerzo en la cimentación tipo candelero. Se aplicó historias de cargas laterales del tipo cíclico reversible. Las columnas mostraron distorsiones mayores que 0.06. Los daños en la cimentación fueron bastante menores que los daños observados en la base de la columna.

El espécimen a escala 1/5 ensayado en mesa vibradora fue construido con una cimentación prefabricada tipo candelero simple, sin ningún sistema de presfuerzo. Se realizaron cuatro distintas etapas de mediciones, la primera de ellas fue la prueba de vibración ambiental, la prueba de vibración libre, prueba con señal de baja intensidad y finalmente la prueba con la señal de alta intensidad. Con base en los resultados de este ensayo se dan recomendaciones de diseño sísmico para este tipo de conexión columnas-cimentación.

SUMMARY

In this research were carried out analytical and experimental studies of two types of specimens of column with socket foundation. With the results of this research are recommendations for seismic design of connections column- foundation in bridges built with precast concrete reinforced

For the design of socket foundations type there are some design requirements that may be on the side of insecurity, due to coarse hypothesis. Some of these assumptions take into account friction forces between the column and the interior of socket foundation walls, Osanai et al. (1996) employs a model that considered friction forces between the column and the walls of the foundation, with this model results that suggest less conservative designs. However, they are required to experimental testing of the dynamic type to verify if the behavior of this type of foundation is right.

Recommendations and existing research on the problem considered in a simplified way only actions of static charges. However, the study of the dynamic problem is necessary, due to seismic excitations it is possible that these recommendations are not necessarily conservative or are on the side of safety.

Experimental studies of columns with socket foundations type consisted of two types of experimental test: the first, with four specimens at level 1 / 2.5, in which reversible cyclic loading is applied, and the second was the test on a specimen shake table 1/5 scale.

Four specimens tested in the reaction wall, two of them were built with simple socket foundations and the other two with a system of pre-stress in the socket foundation type. History of the reversible cyclic type lateral loads applied. The columns distortions were greater than 0.06. The damage to the foundations was rather smaller than the damage observed at the base of the column.

The specimen tested in shake table 1/5 scale was constructed with a prefabricated socket foundation type, without any system of pre-stress. Four different stages of measurements were carried out; the first of them was environmental vibration, free vibration test, low intensity signal test and finally high intensity signal test. Based on the results of this test are given recommendations for seismic design of columns-foundation connections.

CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

El comportamiento observado de puentes de concreto reforzado durante terremotos en zonas urbanas con alto riesgo sísmico, indican la necesidad de revisar y mejorar los criterios existentes de análisis y diseño de reglamentos de diseño sismorresistente. Para ello es indispensable estudiar aspectos de la respuesta sísmica empleando herramientas analíticas y experimentales.

El uso de estructuras prefabricadas de concreto reforzado en zonas sísmicas como la ciudad de México y otras partes del mundo ha tenido una creciente aplicación en todo tipo de edificaciones y en estructuras para puentes, por consiguiente es necesario que los reglamentos de diseño sísmico cuenten con requisitos racionales para el diseño de los elementos y las conexiones de este tipo de estructuras.

La cimentación tipo candelero es un sistema que se emplea para la construcción de estructuras prefabricadas, existe escasa información sobre el comportamiento y el diseño sísmico de este tipo de conexión columna-cimentación para puentes, a pesar del auge en la aplicación de este sistema constructivo. Algunas investigaciones en Japón para este tipo de conexión en edificaciones como el de Osanai et al. (1996) y las recomendaciones de algunos reglamentos de diseño tales como la norma japonesa AIJ (1990), y la norma alemana DIN1045 (1981) son las principales referencias que se tienen para el diseño de este tipo de cimentación.

Los sistemas de conexión de los distintos elementos que constituyen una estructura para puentes, deben garantizar buen comportamiento sísmico, de manera que la estructura alcance los niveles de desempeño objetivo. Para lo cual es necesario establecer criterios de diseño que sirvan como referencia para la practica del diseño sismorresistente de puentes acorde a las filosofías actuales empleadas en el mundo.

1.2 OBJETIVOS

El objetivo de esta investigación es el de proponer recomendaciones para el diseño de conexiones columna-cimentación para puentes de concreto reforzado prefabricado en zonas sísmicas, a partir de estudios analíticos y experimentales de este tipo de estructuras.

1.3 ALCANCES

Esta investigación tiene como alcances estudiar analítica y experimentalmente la conexión columna-cimentación de una estructura de puente de concreto reforzado del tipo prefabricado. Los ensayos realizados en laboratorio fueron de dos tipos, con cargas laterales cíclicas reversibles y en mesa vibradora empleando una excitación sísmica. Se emplearon cuatro especímenes a escala 1/ 2.5 para los ensayos con cargas laterales y un espécimen a 1/5 para el ensaye en mesa vibradora.

Dentro de los alcances de esta investigación se realizó un estudio analítico y experimental de una columna y cimentación tipo candelero ante la acción de cargas cíclicas reversibles y la de una excitación sísmica, empleando un modelo para mesa vibradora a escala 1/5. El estudio analítico consistió en realizar análisis dinámicos no-lineales de historia en el tiempo, para lo cual se empleó el programa de análisis Ruaumoko (Carr, 2003). En la evaluación de la respuesta sísmica no-lineal se emplearon modelos analíticos que tienen en cuenta la influencia de la cimentación tipo candelero.

Se propone un modelo analítico para evaluar la demanda y capacidad resistente de la cimentación tipo candelero.

CAPITULO 2. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA Y RECOMENDACIONES EXISTENTES

2.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DEL PUENTE EN ESTUDIO

En esta investigación se estudia el comportamiento sísmico de la conexión columna-cimentación de un puente prefabricado de concreto construido en los últimos años en la ciudad de México, donde se empleó columnas de CR prefabricados y candeleros como cimentación. En años recientes la práctica del empleo de sistemas prefabricados está en auge, por lo que se requiere conocer mejor el comportamiento de estos sistemas ante solicitaciones sísmicas.

En los puentes estudiados se empleó un sistema sismorresistente que combina un tramo de tipo isostático, en el sentido transversal del puente, con otro llamado “núcleo de rigidez” formado por marcos hiperestáticos en ambo sentidos. Esta estructuración del sistema estructural de puente lleva a que la dirección con mayor redundancia sismorresistente sea la dirección longitudinal. El tramo de puente seleccionado para este estudio es un tramo del Viaducto elevado de la ciudad de México y tiene 260m de longitud, profundidad de cimentación de aproximadamente 15m, y la altura de columnas, a ejes de traves y cimentación, varía desde 17.8 m en columnas aisladas, a 25.8 m en columnas en los núcleos de rigidez. Los claros entre ejes de columnas varia de 25.5 m a 32.2 m, como se aprecia en la figura 2.1

El peso que soporta una columna típica es aproximadamente 500t, ubicado en un suelo de transición que corresponde a la zona sísmica II, con un factor de importancia de 1.5 y factor de comportamiento sísmico Q igual a 2, el coeficiente sísmico reducido es 0.24. El período fundamental de vibración de una columna típica es aproximadamente 1.5s, por consiguiente, el cortante de demanda reducido entre Q en la base de una columna individual sería aproximadamente 120t.

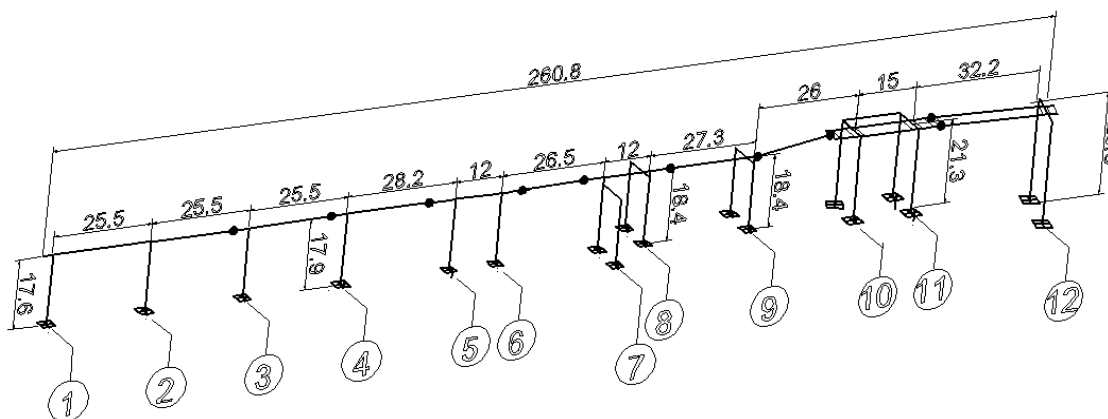


Figura 2.1. Geometría general y dimensiones de puente

En los sistemas prefabricados de puentes se emplean distintos elementos como conexiones y apoyos, además de la cimentación candelero, los apoyos de las traves de estos puentes requieren un estudio especial lo cual queda fuera de los alcances de esta investigación. Sin embargo, en un trabajo más detallado sobre este aspecto se realizaron análisis dinámicos de historia en el tiempo de este puente, en el que se consideró la influencia de los tipos de apoyo en la respuesta dinámica de puentes, Torres et al (2005).

La superestructura del puente está formada por traveses prefabricados de concreto reforzado, estos elementos prefabricados tienen juntas fijas y móviles, identificados en la figura 2.2 con las letras F y M, respectivamente.

La junta fija (F) está constituida por un apoyo simple que restringe el desplazamiento relativo entre traveses, mientras que la junta móvil (M) tiene un apoyo simple que permite el desplazamiento relativo entre traveses en la dirección longitudinal, paralelo al tráfico.

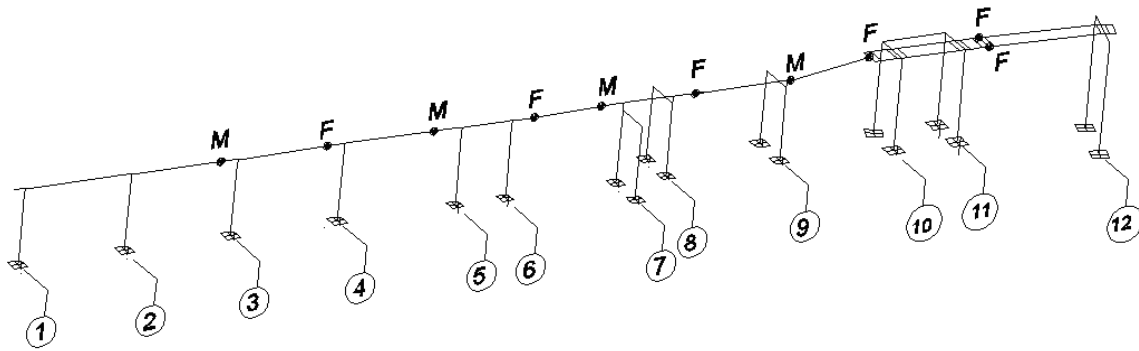


Figura 2.2. Modelo analítico del puente en estudio con apoyos fijos (F) y móviles (M) en la juntas.

2.2 ESTUDIO DE LA CONEXIÓN COLUMNA-CIMENTACIÓN

En esta investigación se estudia un espécimen representativo de un prototipo a escala de una columna-cimentación en puentes prefabricados.

En la etapa de diseño de la sub-estructura para puentes es deseable que la rótula plástica se presente en la base de la columna a cara de la cimentación. Durante acciones sísmicas la falla en la cimentación es indeseable, debido a que la reparación puede ser muy costosa, además de afectar el tránsito o el daño puede ser irreparable, o simplemente podría ser imposible inspeccionar la zona de posibles daños de manera adecuada.

El estudio experimental, se llevó a cabo en el laboratorio de estructuras del Instituto de Ingeniería, dónde se ensayó cuatro especímenes a escala 1/2.5, a los que se le aplicaron cargas cíclicas horizontales y verticales, controladas en carga y luego en desplazamiento. Además, se estudió en mesa vibradora un espécimen similar a escala 1/5.

2.3 RECOMENDACIONES DE ALGUNOS AUTORES Y REGLAMENTOS DE DISEÑO

El reglamento RCDF en (2004), no incluye especificaciones para el diseño de cimentaciones tipo “candelero”, por lo que se emplean recomendaciones de algunos reglamentos de diseño tales como la AIJ (1990), y la DIN1045 (1981), así como las recomendaciones de Osanai et al. (1996).

Para el diseño de la cimentación candelero, es necesario calcular las fuerzas de interacción entre la columna y la cimentación. Un esquema simplificado de la interacción entre la columna y la cimentación candelero es el mostrado en la figura 2.3, donde la fuerza de tensión T es inducida por la fuerza de compresión C . En la figura N es la carga axial en la columna, P la fuerza horizontal actuando en la columna, C_{22} es la fuerza de reacción horizontal en la base de la columna, R la reacción vertical en la base de la columna, f_1 y f_2 son las fuerza de fricción vertical en las paredes de la cimentación y en la columna debido a la fuerza C y C_{22} ; respectivamente y f_3 es la fuerza de fricción horizontal debido a R .

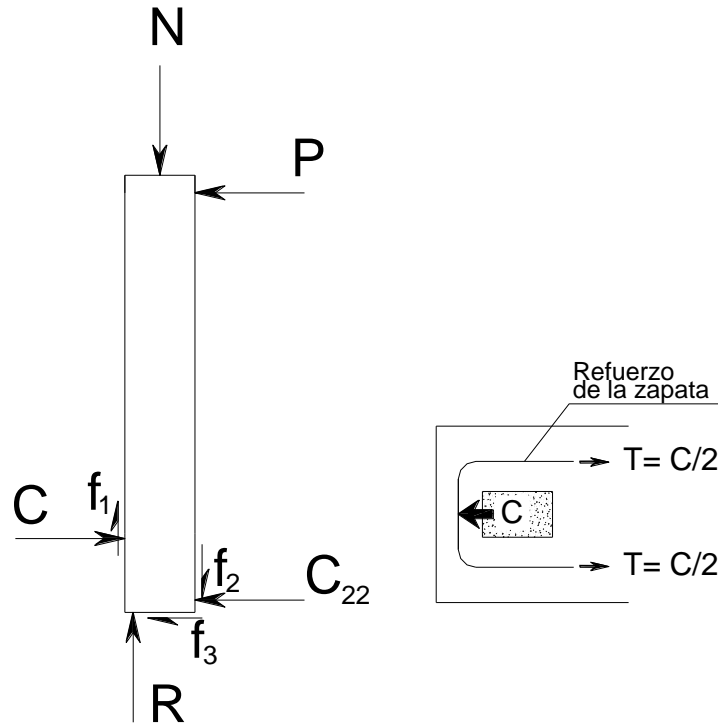


Figura 2.3. Mecanismo de transmisión de fuerzas internas entre columna y la cimentación tipo candelero según Osanai et al (1996).

2.3.1 Recomendaciones del reglamento AIJ

El AIJ (1990) tiene en cuenta las resistencia a cortante y flexión de la columna, y la geometría de la cimentación, pero no considera fuerzas de fricción en la paredes de la cimentación, ni la carga axial (figura 2.4), en esta figura T_u es la fuerza compresión en el borde superior de la cimentación, M_u es la momento flexionante último de la columna a cara de la cimentación, V es el cortante en la columna a cara de la cimentación, d_t es la ubicación de la fuerza C , d_c es la altura de la zona de compresión dentro de la cimentación, d es la profundidad del candelero, C_c es la fuerza distribuida de reacción a compresión sobre una altura d_c en la base del candelero.

El AIJ (1990) recomienda calcular la fuerza de compresión en la cimentación mediante la siguiente expresión.

$$C = \frac{1}{d - d_t + \frac{d_c}{2}} \left\{ M_u + \frac{V}{2} (d - d_c) \right\} \quad (2.1)$$

El esquema adoptado por este reglamento no tiene en cuenta las fuerzas de fricción entre la columna y la cimentación, como se muestra en la figura 2.4. La fuerza de compresión Tu , se expresa en términos de la geometría y la resistencia de la columna.

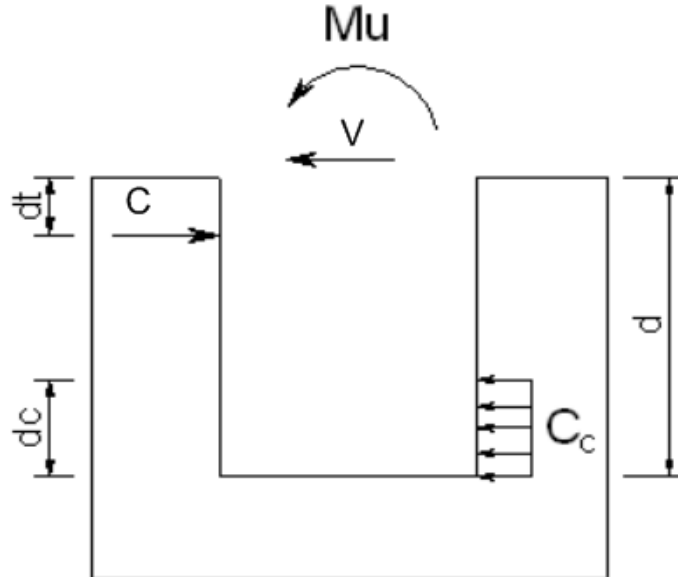


Figura 2.4. Modelo adoptado por la AIJ (1990)

2.3.2 Recomendaciones del reglamento DIN1045

El DIN1045 (1981), considera dos casos, el primero incluye la fuerza de fricción en las paredes de la cimentación; y en el segundo caso no lo considera. En ambos casos se toma en cuenta la carga axial (figura 2.5), en esta figura Nst es la fuerza axial de la columna a cara de la cimentación, Mst es el momento flexionante a cara de columna, ΔMst es el incremento del momento flexionante, V es la fuerza cortante horizontal de la columna a cara de la cimentación, C es la fuerza de reacción de compresión horizontal en el borde superior de la cimentación, Hu es la fuerza de reacción de compresión horizontal en la base del candelero, t es la profundidad del candelero, ast es el ancho en la base del candelero.

El reglamento DIN1045 (1981) recomienda emplear las siguientes ecuaciones 2.2 y 2.3.

Considerando fuerza de fricción en la base:

$$C = \frac{5}{6} \frac{(Mst + \Delta Mst)}{t} + \frac{6}{5} V \quad (2.2)$$

Sin considerar ninguna fuerza de fricción:

$$C = \frac{3}{2} \frac{(Mst + \Delta Mst)}{t} + \frac{5}{4} V \quad (2.3)$$

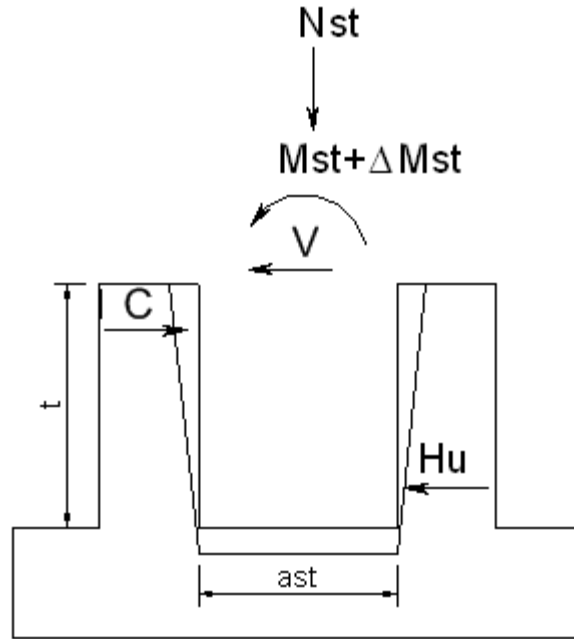


Figura 2.5. Modelo adoptado por la DIN1045 (1981)

2.3.3 Recomendaciones de Osanai et al.

Las especificaciones del AIJ (1990) y DIN1045 (1981), no tienen en cuenta, o sólo de manera parcial, la carga axial y las fuerzas de fricción en las paredes de la cimentación. Las recomendaciones de Osanai et al. (1996) sí tiene en cuenta las fuerzas de fricción en las paredes del candelero (figura 2.6). En esta figura P es la carga axial en la columna del modelo total, P_s es la fuerza horizontal en el modelo total, C es la fuerza de reacción a compresión en el borde superior de la cimentación, C_3 es la fuerza de reacción de compresión en la base de la columna, R es la fuerza de reacción vertical en la base de la columna en el modelo total y en el modelo I ubicado a una distancia x_R de la cara de la columna, f_1 , f_2 y f_3 son las fuerzas de fricción en la columna para el modelo total y el modelo I, P_1 es la fuerza horizontal en el modelo I, C_{11} es la fuerza de compresión en el borde superior de la cimentación para el modelo I, P_2 es la fuerza horizontal en la columna para el modelo II, C_{12} es la fuerza de compresión en el modelo II a una distancia y_1 de la cara de la cimentación, C_{22} es la fuerza de compresión a una distancia L_2 de la base de la columna, h es la altura de la columna medida desde la cara superior de la cimentación.

En la ecuación 2.4, M es el momento flexionante en la columna a cara de la cimentación, V es igual a la fuerza horizontal P_s , N es igual a la carga axial P , ec es la distancia del eje central vertical de la columna a la posición del fuerza de reacción vertical R , L_3 es la posición de la fuerza de compresión de la resultante de C_{22} y f_3 medido desde la base de la columna, y_1 es la posición de la fuerza de compresión C_{12} medido desde la cara superior de la cimentación, D es el peralte de la columna, De es la profundidad del candelero, Lo es posición de la fuerza C_{12} medido desde la base de la columna, μ es el coeficiente de fricción entre la columna y las paredes de la cimentación candelero, α es el cociente entre la altura (h) de la columna y el peralte (D) de la columna.

La expresión para el cálculo de la fuerza de compresión C , según Osanai et al. (1996), está dado por:

$$C = \frac{1}{L_o - L_3 + \mu D} \left\{ M + (De - L_3)V + ec[(\mu - \alpha)D - y_1] \frac{N}{\alpha D} \right\} \quad (2.4)$$

En esta ecuación, además de la geometría de la columna, se tienen en cuenta las fuerzas de fricción entre la columna y la cimentación, así como la fuerza cortante y momento flexionante de la columna, y la carga axial (figura 2.6).

La expresión 2.4, tienen en cuenta explícitamente las fuerzas de fricción en las paredes de la cimentación candelero, por consiguiente resulta más elaborada que el de los reglamentos AIJ (1990) y DIN1045(1981), sin embargo el coeficiente de fricción en las paredes es considerado constante igual en todas las superficies, esta hipótesis no es necesariamente válida ante excitaciones sísmicas.

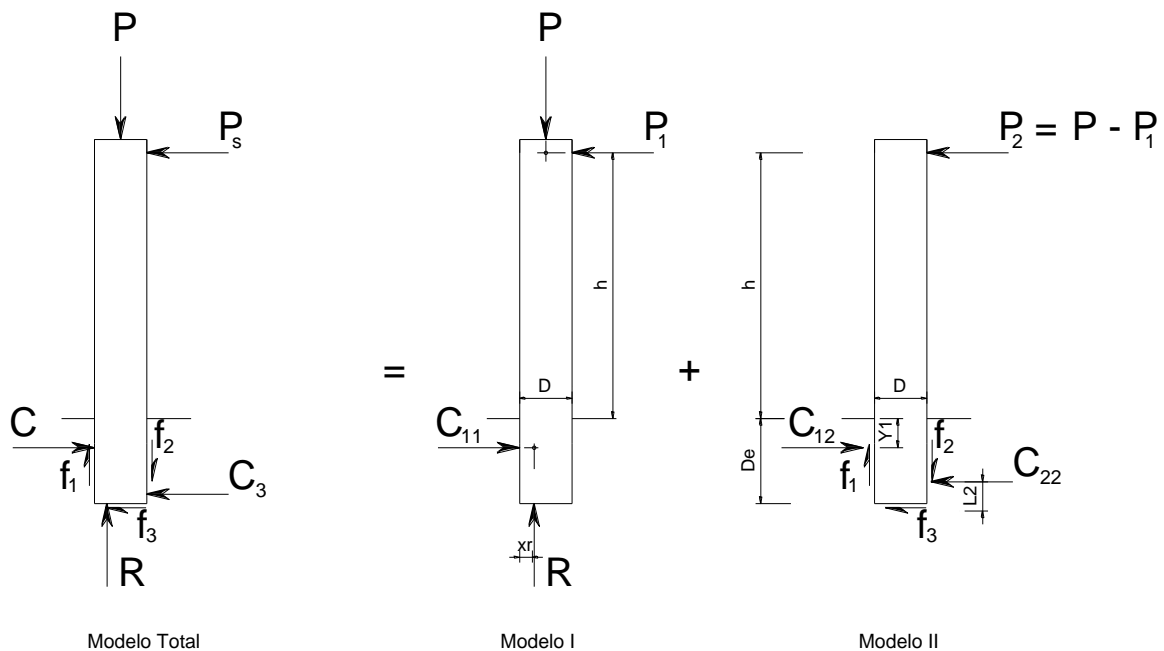


Figura 2.6 Modelo adoptado por Osanai et al (1996)

Las recomendaciones de Osanai et al. (1996) emplea el coeficiente de fricción en función de la relación de la altura embebida de la columna y el peralte de la columna, según indica la tabla 2.1.

Tabla 2.1. Coeficiente de fricción recomendada, Osanai et al (1996)

Coeficiente de fricción	Altura embebida
1.0	1.5 D o más
1.0	1.25D o más
0.5	1.0 D

CAPITULO 3. DESCRIPCIÓN DE LOS ESPECÍMENES Y DE LOS ENSAYOS REALIZADOS

3.1 INTRODUCCIÓN

Los especímenes ensayados en esta investigación representaban a columnas de puentes que se describe posteriormente y fueron un total de cinco. Cuatro de estos especímenes fueron a escala 1/2.5 y ensayados en muro de reacción. El quinto espécimen fue un modelo a escala 1/5 y se ensayó en mesa vibradora.

El estudio experimental de los cuatro modelos a escala 1/2.5 se llevó a cabo en el laboratorio de estructuras del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Los ensayos consistieron en aplicar cargas horizontales y verticales empleando un marco de carga, el cual transmitió fuerza cortante y momento flexionante a la columna.

El sistema para la realización del ensaye contó con dos computadoras, una de las cuales enviaba la señal de carga y/o desplazamientos a los actuadores; y la otra realizaba la adquisición de los datos.

En la primera parte del ensaye, la historia de carga era controlada por carga hasta el 75% del valor del cortante de fluencia de la columna, donde el cortante de fluencia de la columna se define como el momento de primera fluencia de la sección de la columna dividido entre la altura total de la columna (5.6m). Después de ello, se procedió con la segunda parte de historia de carga basada en el control de desplazamientos.

También, se realizó un ensaye en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM, el cuál consistió en la construcción de un modelo a escala 1/5 representativo de una columna con cimentación candelero, además se representó la masa mediante un sistema de lingotes metálicos agrupados por un sistema de soporte metálico dentro de una caja de concreto reforzado.

En esta prueba se estudió la respuesta y características dinámicas del modelo, así como el comportamiento de la conexión cimentación-columna ante excitaciones sísmicas. Se evaluó analítica y experimentalmente la respuesta dinámica de la estructura con distintas acciones dinámicas, que consistieron de tres etapas. La primera etapa consistió en realizar pruebas de vibración ambiental para obtener el periodo fundamental de la estructura, posteriormente se realizó una prueba de vibración libre que consistió en aplicar una carga instantánea horizontal tal que produjera oscilaciones libres sin llegar al momento de agrietamiento en la sección de la columna. La segunda etapa fue un ensaye en la mesa vibradora con una excitación sísmica de baja intensidad, con respuesta del espécimen dentro del intervalo elástico y sin agrietamiento de la sección crítica de la columna. En esta etapa se obtuvieron nuevos valores para las fracciones del amortiguamiento crítico y del período de la estructura. En la tercera etapa se llevó a cabo un ensaye en la mesa vibradora que consistió en aplicar una excitación sísmica de alta intensidad, que produjo daños en la estructura, es decir esta alcanzó el intervalo inelástico de comportamiento.

El peso que soporta la columna del prototipo fue aproximadamente 500t, de acuerdo con los requisitos de diseño por sismo del RCDF (2004) la fuerza cortante de diseño que le corresponde es 120t. Este valor se calcula con base a la zonificación sísmica, que para el caso corresponde a la zona II, que es un suelo de transición, y en función al factor de comportamiento sísmico Q igual a 2, un factor de importancia de 1.5, de donde resulta que el coeficiente sísmico reducido es 0.24. El período fundamental de vibración del prototipo es aproximadamente 1.5s. Para el espécimen construido el peso fue 17.8t y representó el 90% del peso que le correspondería a escala 1/5 (el peso a escala para el modelo es 20t). La fuerza cortante de demanda sísmica según el espectro de diseño por sismo del RCDF sería 4.8t.

3.2 CARACTERÍSTICAS DEL PROTOTIPO

El prototipo estudiado en esta investigación fue una columna con cimentación tipo “candelero”, de una altura total de 17000mm, medido desde la base de la cimentación al eje del tablero del puente (figura 3.1). La sección de la columna es ovalada, sus dimensiones son de 1500mm x 2200mm (figura 3.2).

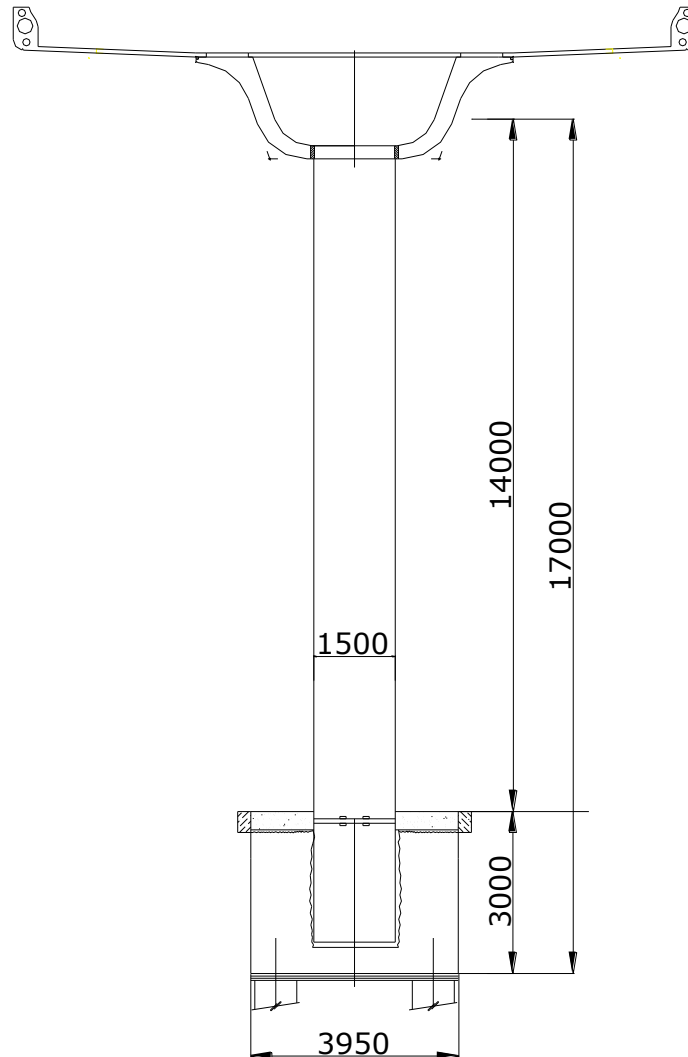


Figura 3.1. Prototipo de puente (medidas en mm)

La columna prototipo tiene ciento cuatro varillas del número diez como refuerzo principal, dispuesto en dos capas dando forma a la sección ovalada, la cuantía de refuerzo principal es 2.9%. El refuerzo transversal está compuesto por un juego de seis estribos del número cuatro, a cada ciento cincuenta milímetros, confinando la sección en dos capas, las mismas que están sujetas a las varillas del refuerzo principal (figura 3.2). La cuantía volumétrica es de 0.98%

Las especificaciones técnicas dadas por el proyectista para la calidad de materiales indican para f'_c del concreto, en columna el valor de 600 kgf/cm^2 ; y para la cimentación 350 kgf/cm^2 . La especificación del acero de refuerzo para la columna y la cimentación es f_y de 4200 kgf/cm^2 .

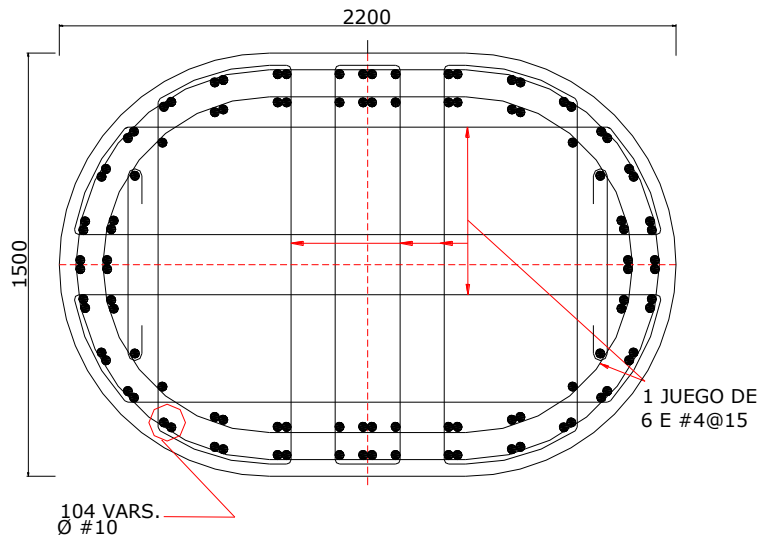


Figura 3.2 Sección de la columna del prototipo (medidas en mm)

La cimentación tipo candelero del prototipo tiene una altura de 2650mm, según se muestra en la figura 3.3, el refuerzo empleado en la cimentación es de diámetro 25mm (#8) distribuido en toda la altura. En la losa de fondo se utilizó varillas de 35mm de diámetro (#10).

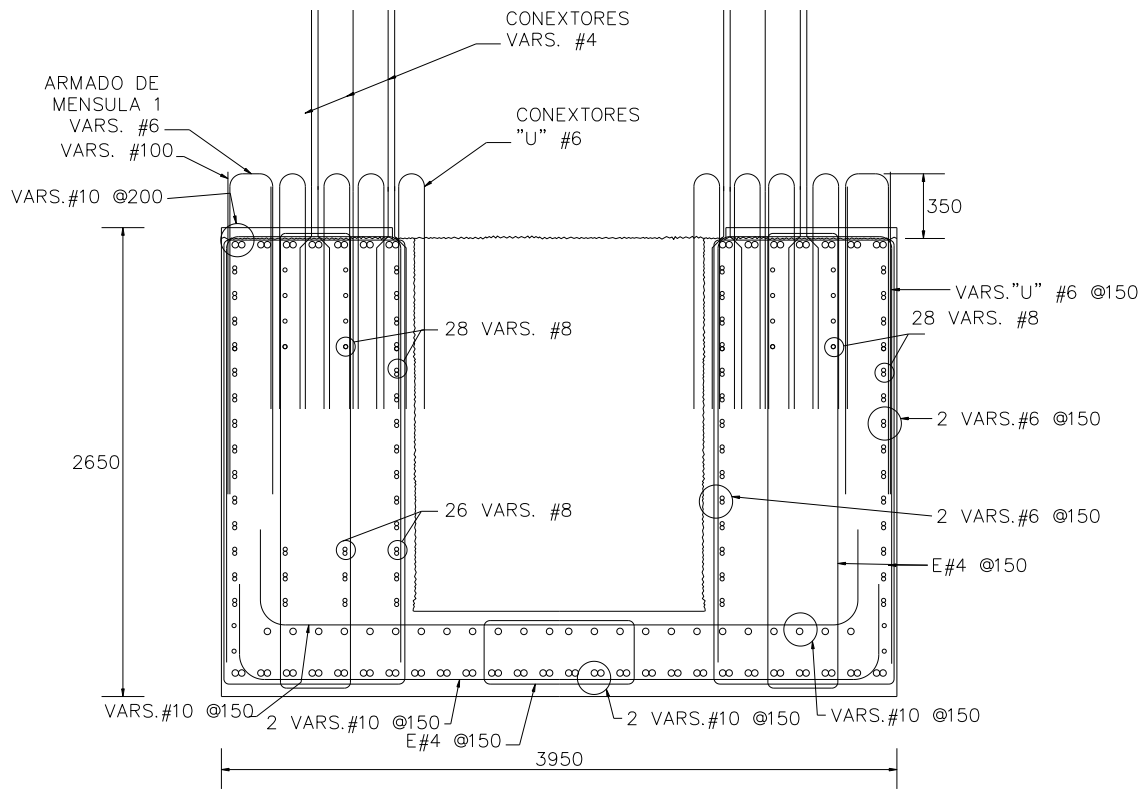


Figura 3.3. Cimentación prototipo tipo "candelero" (medidas en mm)

3.3 DESCRIPCIÓN DE LOS ESPECÍMENES ENSAYADOS

3.3.1 Especímenes ensayados en muro de reacción 1-A, 1-B, 2-A, 2-B

Los modelos para el ensaye, que se construyeron a escala 1/ 2.5, fueron diseñados con una altura total de 2800mm, desde la base de la cimentación al extremo superior de la columna, sin tener en cuenta las dimensiones del cabezal y el marco de carga (figura 3.4.1). Debido a las limitaciones de la altura del muro de reacción, los especímenes tenían una altura menor que éste, por lo que la altura de estos era menor que la requerida para la columna en voladizo, de altura (h_y) 5600mm.

Para representar las condiciones de frontera del espécimen, fue necesario aplicar un momento flexionante adicional, de manera que representara las condiciones del modelo como si estuviera la altura completa requerida. Para tal fin, la relación (M/Vh_y) se mantuvo constante, M es el momento en la base de la columna, V es la fuerza cortante en la columna y h_y es la altura total de la columna. Se buscó representar de manera adecuada el momento en la base de la columna.

El espécimen tenía una columna con altura de 1600mm, medido desde la cara de la cimentación (figura 3.4.1).

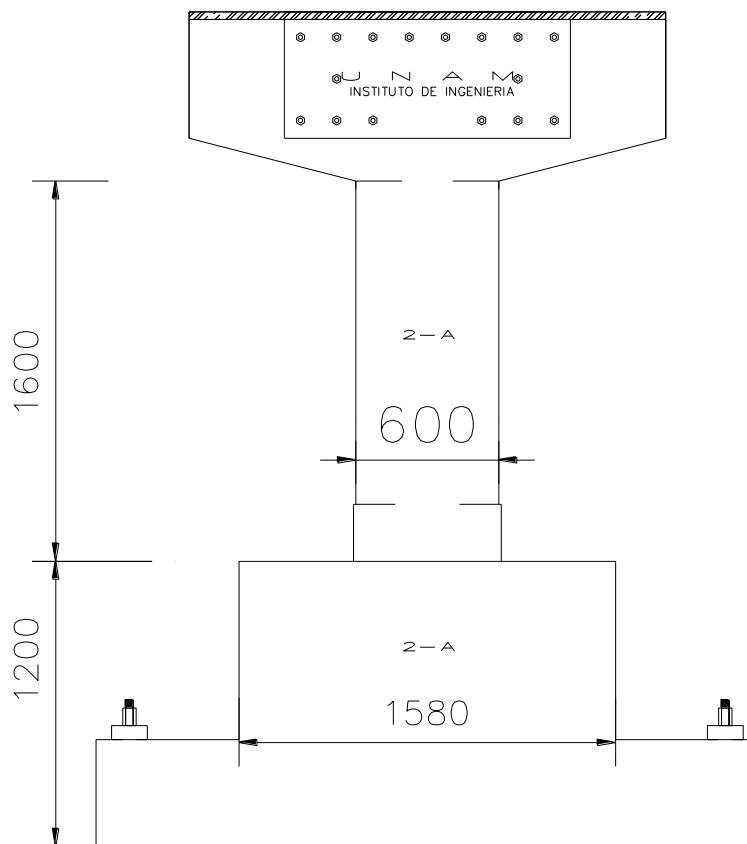


Figura 3.4.1 Modelo a escala 1 / 2.5 (medidas en mm)

La columna del modelo tiene forma ovalada, con dimensiones generales de 600mm x 880mm, la sección de la columna lleva ciento cuatro varillas de refuerzo de 12.7mm (1/2 ") de diámetro y el refuerzo transversal; además tiene un juego de estribos de 4.76mm (31/16") de diámetro, espaciados a cada 60mm (figura 3.4.2).

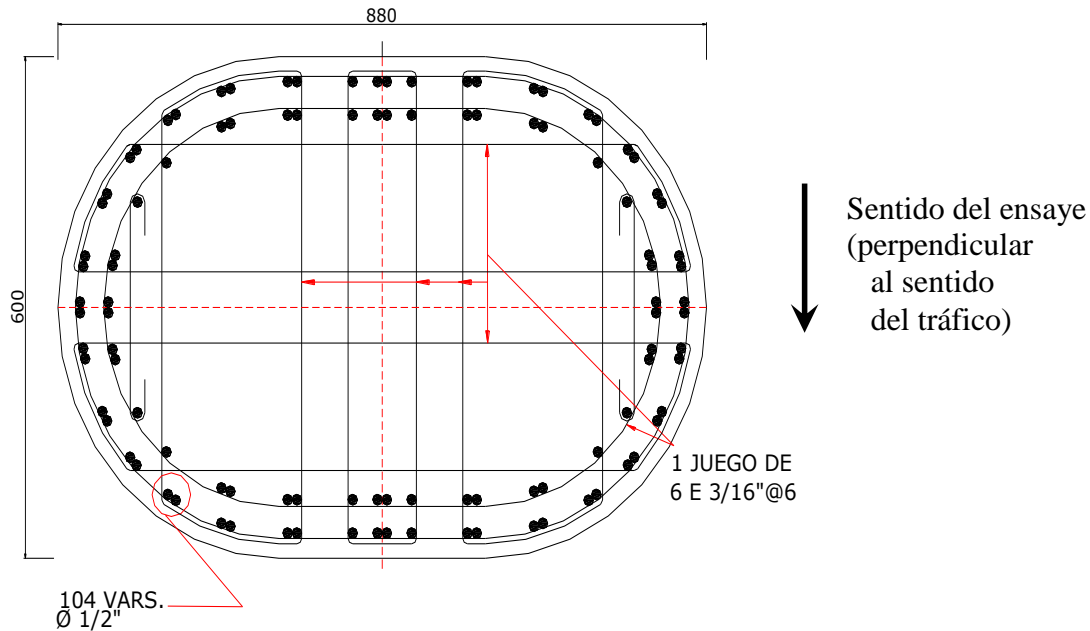


Figura 3.4.2 Sección de la columna del modelo (medidas en mm)

La cimentación candelero simple, sin postensado en la cimentación, correspondieron a los especímenes 2-A y 2-B, el armado que corresponde a estas cimentaciones fue el que se muestra en la figura 3.5.1, mientras que la cimentación candelero con presfuerzo que correspondieron a los especímenes 1-A y 1-B tuvo el armado que se muestra en la figura 3.5.1. La cimentación de los especímenes tenía una altura de 1200mm, las dimensiones de ambos tipos de cimentación son iguales.

Las cimentaciones con postensado llevaban conectores en la zona superior de la cimentación, según muestra la figura 3.5.2, estos conectores consisten en refuerzo de 1/4" en forma de "U" invertida. La cimentación sin postensado no lleva conectores, figura 3.5.1, el resto del refuerzo en ambos tipos de cimentación fueron similares. Ambos tipos de cimentación llevaron ménsulas, como muestran las figuras 3.5.1 y 3.5.2, que sirvieron como sistema de anclaje sobre la losa de reacción.

Se ensayó inicialmente la cimentación candelero sin postensado (modelos 2-A y 2-B), debido a que la instalación y proceso constructivo de este modelo es simple. Posteriormente se realizaron ensayos de especímenes con postensado (modelos 1-A y 1-B). El modelo con cimentación tipo candelero, que lleva postensado, involucra mayores tiempos de construcción y más complejidad debido al colado de la losa y un complicado proceso constructivo.

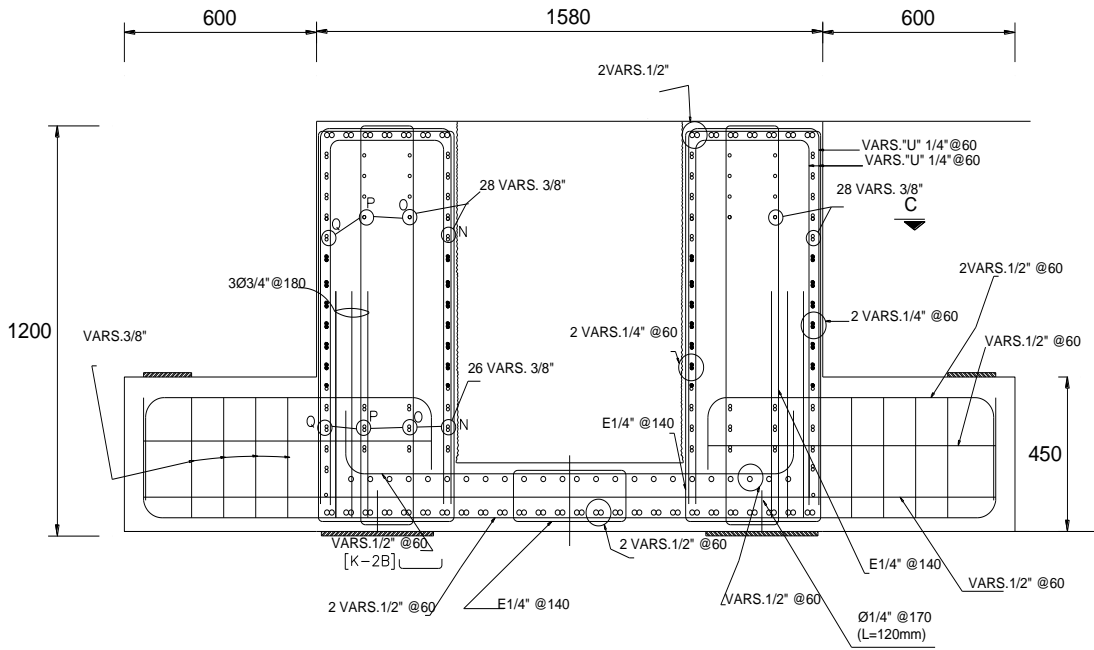


Figura 3.5.1. Cimentación del modelo sin postensado a escala 1 / 2.5 (medidas en mm)

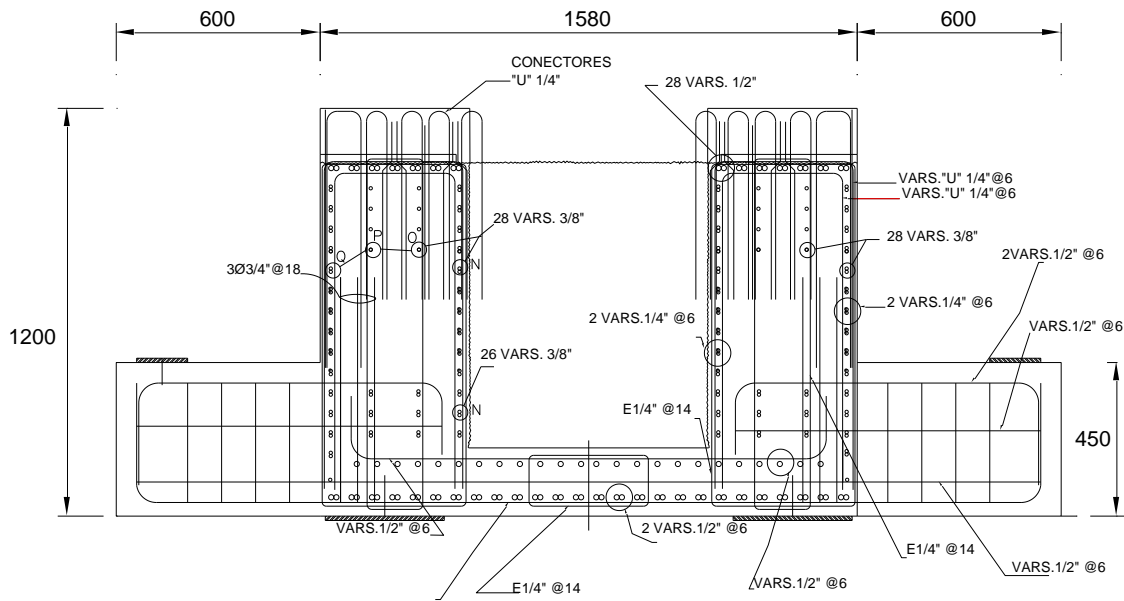


Figura 3.5.2. Cimentación del modelo con postensado a escala 1 / 2.5 (medidas en mm)

La tabla 3.1 muestra la equivalencia del diámetro de las varillas de refuerzo del prototipo en el modelo a escala.

Tabla 3.1. Equivalencia de los diámetros de las varillas de refuerzo

Diámetro de varilla del Prototipo	Modelo (requerido)	Modelo (disponible)
#12 (1 1/2")	15.2 mm	15.1 mm (5/8")
#10 (1 1/4")	12.7 mm	12.7 mm (1/2")
#8 (1")	10.2 mm	9.5 mm (3/8")
#6 (3/4")	7.6 mm	6.4 mm (1/4")
#5 (5/8")	6.4 mm	6.4 mm (1/4")
#4 (1/2")	5.1 mm	4.7 mm (3/16")

3.3.2 Descripción del espécimen ensayado en mesa vibradora

El espécimen a escala 1/5 está formado por distintas piezas prefabricadas de concreto reforzado y piezas metálicas que en conjunto representan una columna y su masa correspondiente, la figura 3.6.1 muestra los elementos del espécimen tal como la columna de puente y la cimentación candelerero que son la subestructura del puente, la estructura tipo cajón de concreto reforzado, arriostres y lingotes conforman la masa del puente sobre la columna. Esta masa representa el peso propio de la estructura de traveses, el peso de las cargas permanentes, las cargas vivas y cargas móviles. El valor del peso sísmico para el espécimen se obtuvo del cociente entre peso del prototipo (500t) con el cuadrado de la escala ($500t/5^2 = 20t$). El espécimen tiene un peso sísmico igual a 17.8t que representa el 81% del peso sísmico requerido (20t).

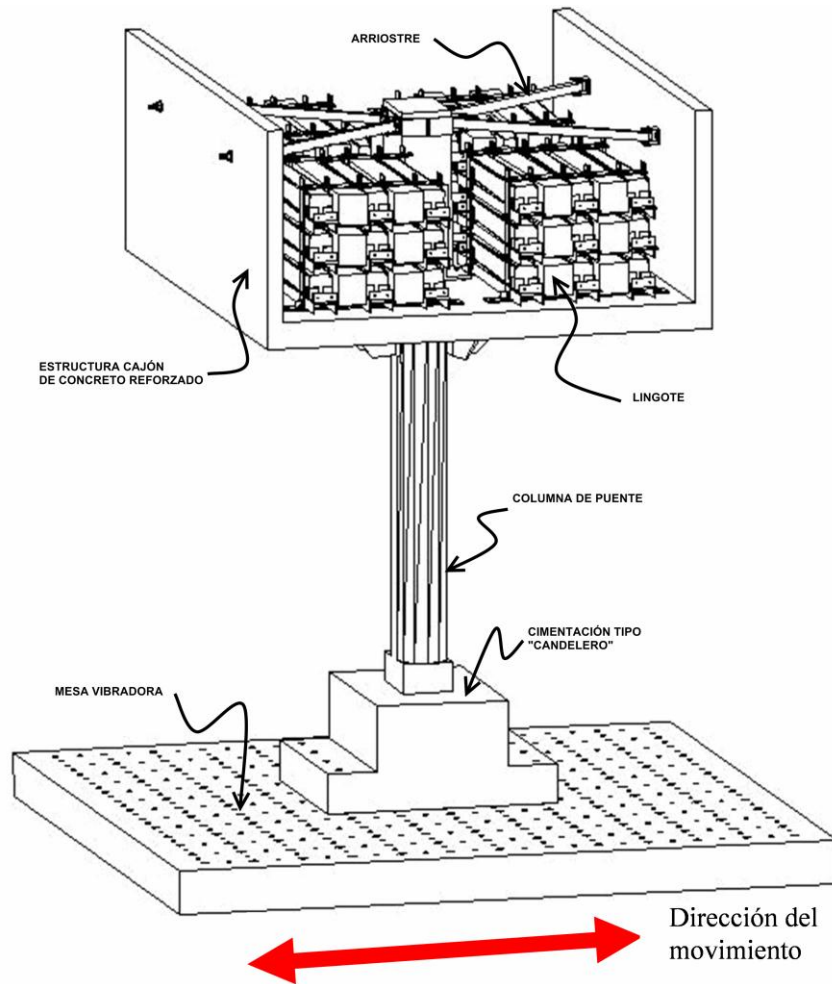


Figura 3.6.1. Modelo a escala 1/5 de columna con cimentación candelero, en mesa vibradora

La figura 3.6.2 muestra dimensiones de la cimentación candelero y la columna, así como la sección de la columna. La columna tiene sección ovalada como muestra la figura 3.6.2 en el corte A-A. El extremo inferior de la columna tiene una sección rectangular que se introduce dentro de la cimentación, la cimentación candelero tiene también un área de forma rectangular donde se introduce el extremo la columna, este extremo se le denomina "dado". En el extremo superior de la columna se cambia la sección a rectangular, este extremo se introdujo dentro de la caja de concreto y sirvió para conectar los elementos metálicos de arriostre de las paredes laterales de la caja y de la estructura de soporte de los lingotes (figura 3.6.1).

La cimentación y la columna fueron prefabricadas, para llenar la junta entre estos elementos se empleó *grout*.

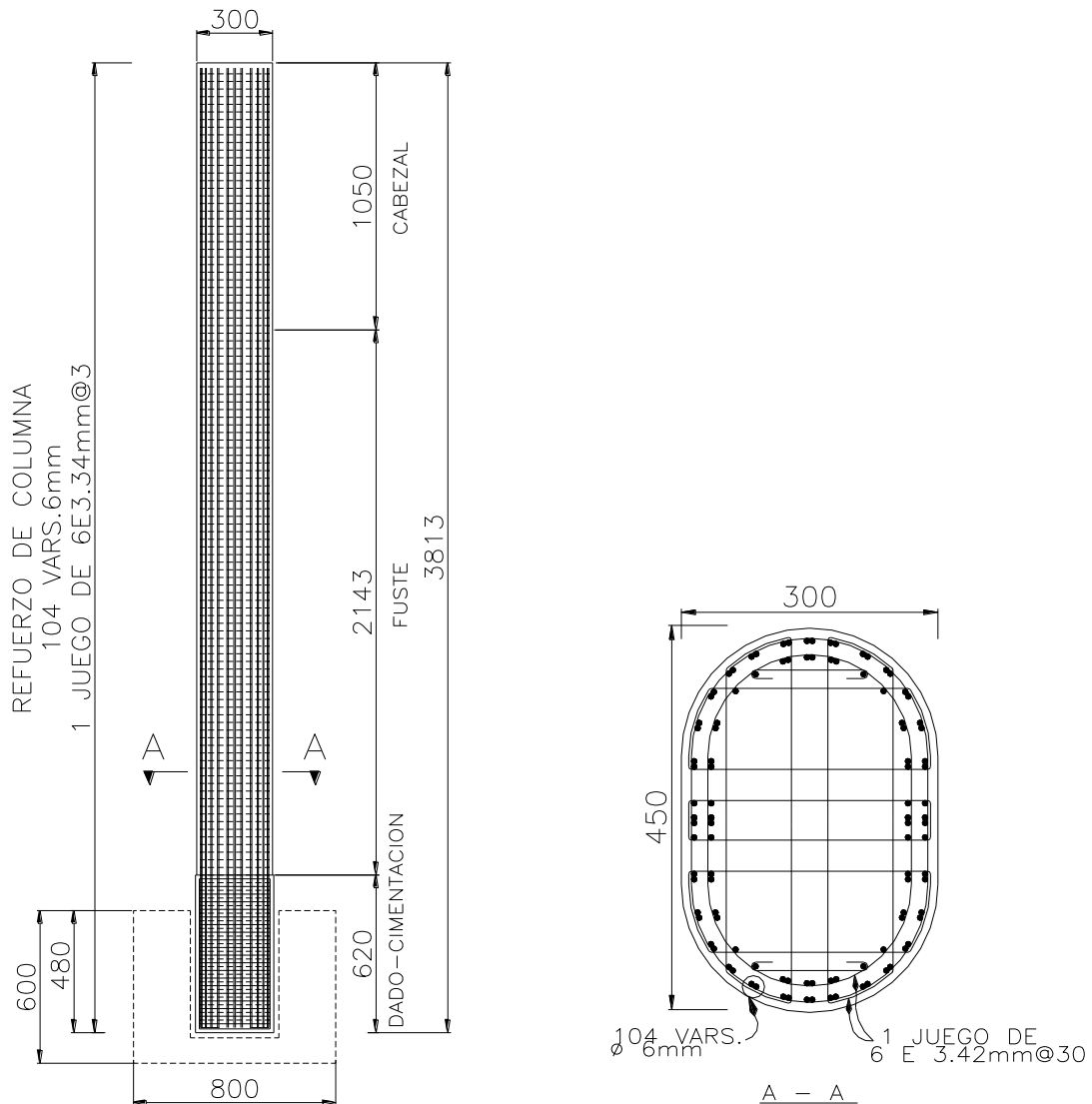
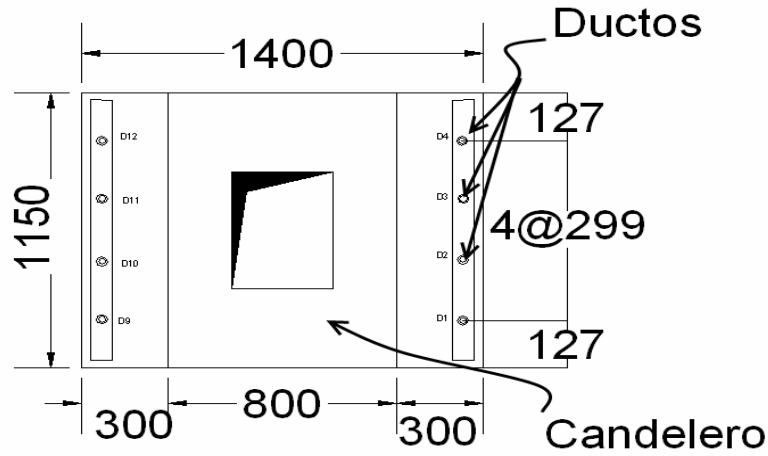
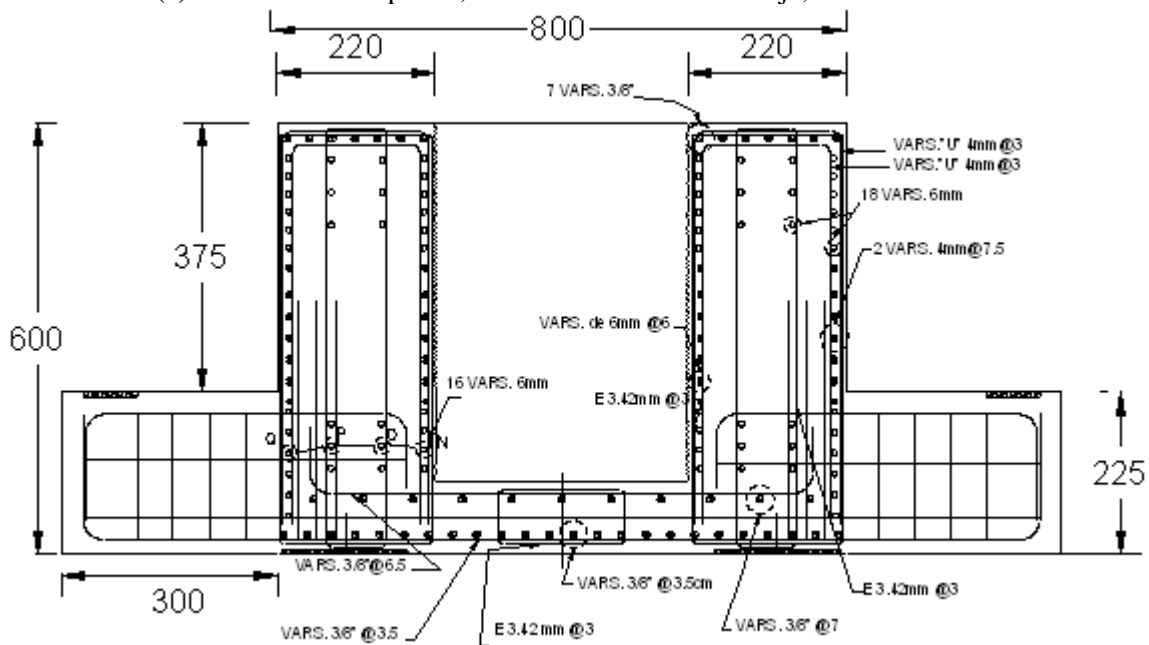


Figura 3.6.2. Cimentación candelero y columna, espécimen a escala 1/5

La cimentación candelero está construida también a escala 1/5, y se diseñó esta cimentación con un sistema de anclaje, en forma de ménsulas, para sujetarla a la mesa vibradora según se observa en la figura 3.7.1.



(a) Cimentación en planta, se indican ductos de anclaje, medidas en mm.



(b) Corte en elevación de la cimentación candelero, se indica armado, medidas en mm.

Figura 3.7.1 Dimensiones y armado de la cimentación candelero

La estructura cajón de concreto reforzado (figura 3.7.2) está formada por una losa y dos muros laterales de 150 mm y 100mm de espesor respectivamente. Las dimensiones de la caja, en planta, son 2700mm de ancho por 3400mm de largo y 1250mm de alto.

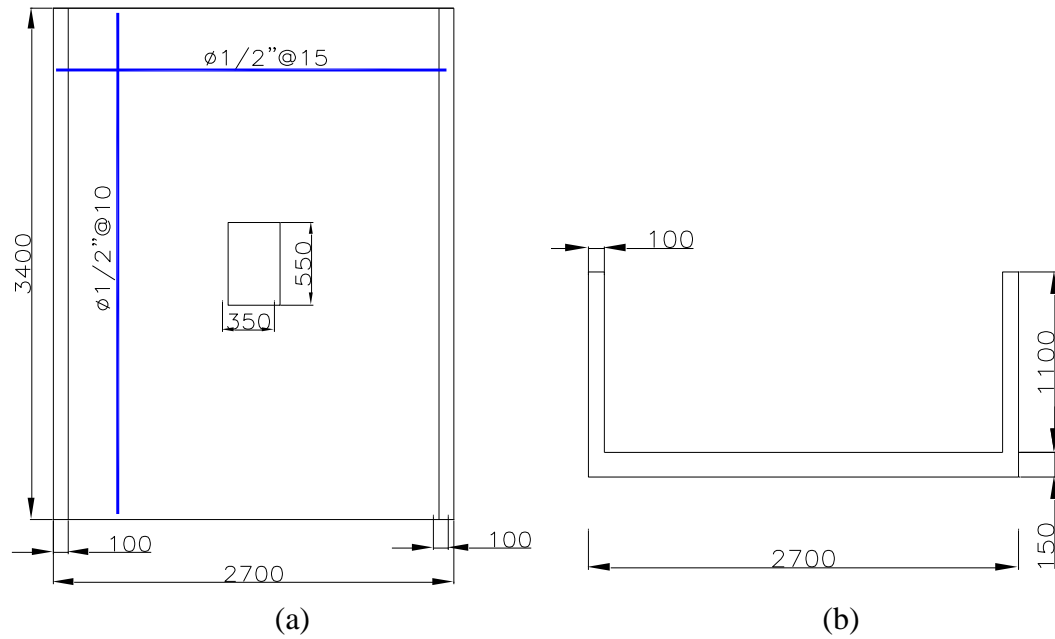


Figura 3.7.2. Dimensiones y armado de la caja de concreto reforzado

Los muros laterales de caja de concreto reforzado se arriostraron con ángulos metálicos, según se muestra en la figura 3.7.3, estos arriostres fueron atornillaron a la losa y evitaron que los muros laterales tuvieran excesivas vibraciones durante la prueba en la mesa vibradora.

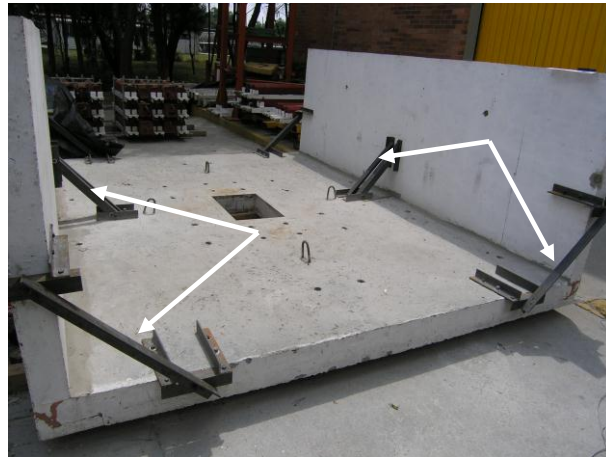


Figura 3.7.3. Caja de concreto reforzado, arriostres metálicos

Los lingotes metálicos, empleados se colocaron según se muestra en las figuras 3.7.4 y 3.7.5, y estaban sujetos a estructura de cajón de concreto reforzado. Se formaron bloques con estos lingotes, y se sujetaron a la base de la caja de concreto. Estos bloques se arriostraron con barras metálicas como se muestra en la figura 3.7.5 el arriostre a su vez estaba conectado a la columna.

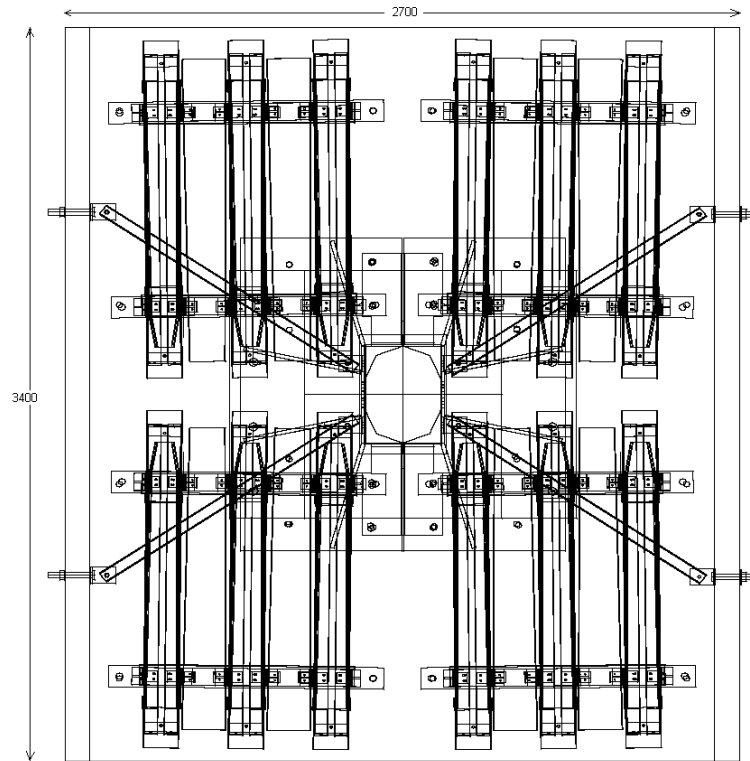
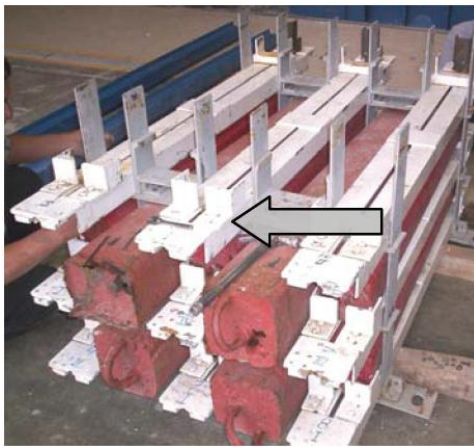


Figura 3.7.4 Espécimen a escala 1/5 en mesa vibradora



a)



b)

Figura 3.7.5. a) Bloque de lingotes y bandejas b) Arriostres de bloques

3.4 DESCRIPCIÓN DE PROCESOS CONSTRUCTIVOS DE ESPECIMENES

3.4.1 Proceso constructivo de especímenes de muro de reacción

La construcción de los especímenes 1-A, 1-B y 2-A, 2-B se realizó en una planta de prefabricados. Los especímenes tenían dos piezas principales: zapata y columna. Los especímenes 1-A y 1-B tuvieron características especiales para el habilitado y construcción de la losa presforzada en la conexión de la cimentación-columna, la aplicación de este presfuerzo se realizó posteriormente en las instalaciones del laboratorio del II-UNAM.

La figura 3.8 se muestra la distribución de varillas de refuerzo de la zapata 1-A, así como la cimbra metálica empleada en el colado de la zapata.



Figura 3.8 Varillas de refuerzo y cimbra metálica de zapata 1-A

La figura 3.9 muestra el proceso de colado de la zapata 1-A, se dejaron sobresalir varillas de refuerzo en la zona superior de la zapata para posteriormente colar la conexión cimentación-columna. La conexión con postensado que caracteriza a este espécimen se llevó a cabo en las instalaciones del laboratorio de Estructuras del II-UNAM.



Figura 3.9. Proceso de colado de zapata 1-A

La cimentación de los especímenes 2-A y 2-B no llevan los detalles de refuerzo que requieren los especímenes que llevan presfuerzo, se puede observar una gran concentración de armado según se aprecia en la figura 3.10, la junta columna-cimentación de estos especímenes tuvieron sólo un colado simple, llevado a cabo posteriormente en el laboratorio del II-UNAM.



Figura 3.10. Proceso de armado de zapata 2-A

La figura 3.11.a muestra la zapata 1-A luego de ser descimbrada. Posteriormente se transportó al laboratorio de Estructuras del II-UNAM según muestra la figura 3.11.b.



(a)



(b)

Figura 3.11. (a) Zapata 1-A en planta GSA. (b) Zapata 1-A en laboratorio del II-UNAM

La figura 3.12 muestra el proceso típico de colado de columna, se observa el armado de la columna dentro de la cimbra metálica. Luego del colado de la columna se dejó cierta rugosidad la zona inferior del dado de la columna, ver figura 3.12.b.



(a)



(b)

Figura 3.12. (a) Armado de columna con cimbra metálica (b) Colado típico de columna

La figura 3.13 muestra la columna 1-A, la cimbra metálica dejó un acabado liso en el fuste y cabezal de la columna, cabe notar el acabado rugoso que se le dio a la zona inferior del dado de la columna, esta zona es la que va empotrada dentro de la zapata 1-A.

Las demás columnas de los especímenes tenían características similares.



Figura 3.13 Columna del espécimen 1-A

La figura 3.14, se muestra el sistema de anclaje de los cables postensados, lo cuales están apoyados sobre el borde de concreto, previamente colado, el cual funciona como una ménsula. Una vez tensado los cables, se procede a colar los bloques interiores en ambas direcciones previamente habilitados con el acero de refuerzo respectivo, para luego soltar el presfuerzo y estos funcionen como un sistema pretensado, una vez realizado este proceso se doblan las varillas de 6mm (#2) de diámetro (figura 3.14) que sobresalen de la zapata de estos especímenes con la finalidad de habilitar y colar la tapa final de la losa presforzada.

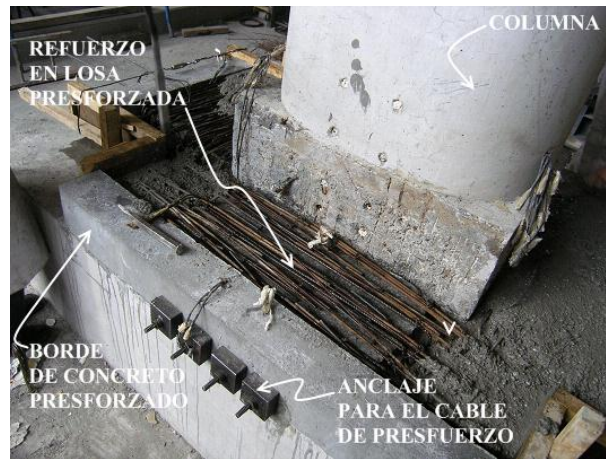


Figura 3.14 .Sistema de anclaje de los cables postensados.

Las figuras 3.15 y 3.16, muestran la losa colada y postensada del espécimen 1-A, se aplicó vibrador en el colado de la conexión y se enrasó para darle el acabado final. Estas figuras corresponden a la etapa final del colado de la conexión cimentación-columna.



Figura 3.15. Colado de la losa postensada en la conexión cimentación-columna.



Figura 3.16. Enrasado de la losa postensada en la conexión cimentación-columna

La última etapa del colado de la conexión cimentación-columna se observa en la figura 3.17, se deja la cimbra hasta que endurezca el concreto. Las distintas etapas de colado de la conexión postensada complican el proceso constructivo.



Figura 3.17. Acabado de la conexión postensada cimentación-columna

La figura 3.18 muestra el espécimen 1-A preparado para iniciar el ensaye, este espécimen al igual que el espécimen 1-B, lleva acero de presfuerzo en la zona de conexión cimentación-columna, como se puede observar en la figura 3.18 el sistema de anclaje de los cables de presfuerzo que sobresale de la zapata.

El colado y el postensado de la conexión cimentación-columna se llevaron a cabo en el laboratorio de Estructuras del II-UNAM, se respetaron las etapas de colado según lo especificado en los planos del proyecto original.

Se debe mencionar que las etapas de colado y postensado de la zona de conexión requieren un proceso constructivo con un grado de dificultad alto.



Figura 3.18. Espécimen 1-A en laboratorio del II-UNAM

La figura 3.19 muestra el espécimen 2-A, puesto en la losa de reacción del laboratorio del II, UNAM. Se puede observar en ella que este espécimen no lleva losa de presfuerzo en la cimentación.



Figura 3.19 Espécimen 2-A al inicio de la prueba

3.4.2 Proceso constructivo espécimen en mesa vibradora

Se emplearon cuatro bloques de lingotes, se atornillaron y ajustaron de manera que no introduzcan vibraciones adicionales al espécimen, ver figuras 3.13 y 3.14. La disposición final del espécimen se muestra en la figura 3.20. Como la grúa tenía una capacidad de carga de sólo 10t, fue necesario transportar las piezas con un peso menor que la capacidad de carga de la grúa, ya que el conjunto llegó a pesar cerca de 11t. Se colocó todas las piezas en la posición final del espécimen, sin que el peso de éstas excediera la capacidad de carga de trabajo de la grúa

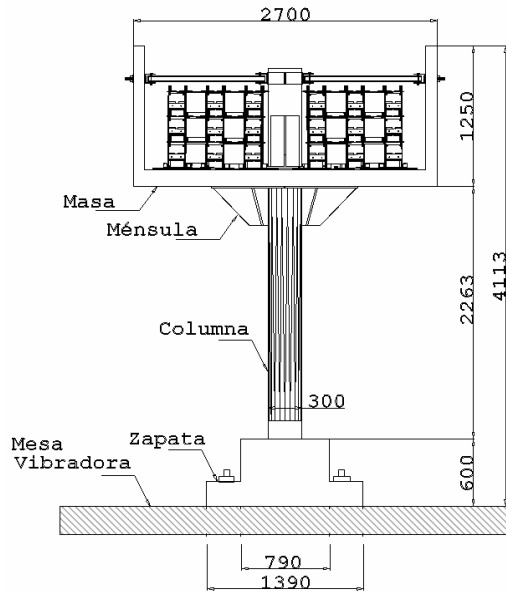


Figura 3.20. Espécimen a escala 1/5 en mesa vibradora

Después de colocar la unión columna-cimentación con *grout* se procedió a colocar el espécimen sobre la mesa vibradora en su posición final. La figura 3.21 muestra el transporte del espécimen a la mesa vibradora. El sistema de arrioste que se empleó para asegurar las piezas estaba formado por un sistema de cables de acero que se sujetaron a la cimentación y pasaron por las ménsulas metálicas y se unieron en el gancho de la grúa. Este sistema permitió dar estabilidad a las piezas que se transportaron. No se produjo ningún daño apreciable en las piezas durante estas maniobras. La cimentación se sujetó a la mesa vibradora con tornillos de alta resistencia, colocados en los extremos de la cimentación.



(a) Posición inicial



(b) Ubicación final

Figura 3.21. Transporte de piezas sobre la mesa vibradora

Los siguientes elementos que se colocaron sobre la mesa vibradora fueron las torres metálicas de tres cuerpos que se muestran en la figura 3.22. Luego de ser colocadas las torres en la ubicación final se retiró el tercer cuerpo, como se muestra en la figura 3.23, la altura de estas torres con dos cuerpos fue de 2m en total.



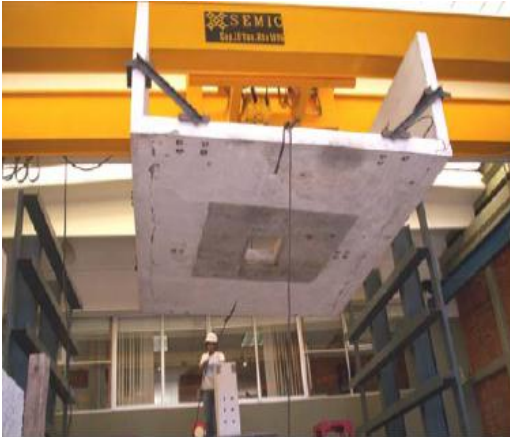
Figura 3.22. Transporte de torre metálica

Seguidamente se instalaron las torres metálicas de 3m, son más esbeltas que las anteriores, en la figura 3.23 se muestra la ubicación de las estructuras metálicas y el espécimen. La función de estas torres de 3m, en esta etapa, fue la de proporcionar seguridad y facilidad de construcción de la estructura cajón de concreto.



Figura 3.23. Transporte de piezas sobre la mesa vibradora

La estructura cajón de concreto reforzado y la columna fueron diseñadas de manera que puedan ser ensambladas y ajustadas con tornillos de alta resistencia. La estructura cajón tenía ganchos de izaje que permitían transportar la pieza con facilidad, la pieza fue transportada con la grúa sujeta a los ganchos de izaje con cables de acero. La figura 3.24 muestra el sistema de transporte de la caja, así como el ensamble sobre la columna.



(a) Transporte de caja de concreto



(b) Ensamble de caja de concreto

Figura 3.24. Transporte y ensamble de caja de concreto

Después de colocar la estructura cajón de concreto en la posición final, se apuntaló esta estructura para estabilizar y proporcionar rigidez al sistema, según se muestra en la figura 3.25.a. El sistema de fijación de los bloques con los lingotes metálicos, fue diseñado para emplear tornillos que atraviesen la losa de la caja de concreto, de esta manera queda asegurada la ubicación de dichos bloques como se muestra en la figura 3.25.b.



(a) Apuntalamiento de la caja



(b) Apuntalamiento final de la caja

Figura 3.25 Apuntalamiento del espécimen

3.5 CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES

3.5.1 Características de los materiales empleados en especímenes del muro de reacción

En el laboratorio del Instituto de Ingeniería se realizaron pruebas de compresión y modulo elástico de 36 probetas de resistencia especificada f^c igual a 600 kg/cm², correspondientes a las columnas, y de 36 probetas de resistencia especificada f^c de 350 kg/cm², para las zapatas.

La tabla 3.2 muestra un resumen de los promedios de resistencia a la compresión obtenidos de las pruebas en el Laboratorio de Estructuras del II-UNAM para los especímenes 1-A, 1-B, 2-A, 2-B.

Tabla 3.2. Resultados de ensayo de probetas a compresión simple para cada espécimen

28 días		
f^c (kg/cm ²)		
MODELO	CIMENTACIÓN	COLUMNA
1-A	410	623
1-B	538	594
2-A	600	647
2-B	459	543

(Día del ensaye)		
f^c (kg/cm ²)		
MODELO	CIMENTACIÓN	COLUMNA
1-A (810)	484	693
1-B (950)	592	668
2-A (500)	658	701
2-B (920)	510	603

La figura 3.26 muestra la variación de la resistencia a compresión de las probetas versus tiempo en días. En esa figura se puede observar que la resistencia a compresión de las zapatas, obtenida en los ensayos, es mayor que la resistencia especificada. La resistencia obtenida a los 28 días en probetas de columnas, fueron un poco menores que la resistencia especificada en algunos casos (modelos 1-B y 2-B), pero la resistencia alcanzada para el día de cada ensaye superó la especificada en todos los casos, figura 3.27.

Las probetas estuvieron en las mismas condiciones que los especímenes, para tratar de representar las condiciones reales de los mismos.

La resistencia medida de las probetas de columnas tiene valores más cercanos a la especificada que en el caso de las cimentaciones.

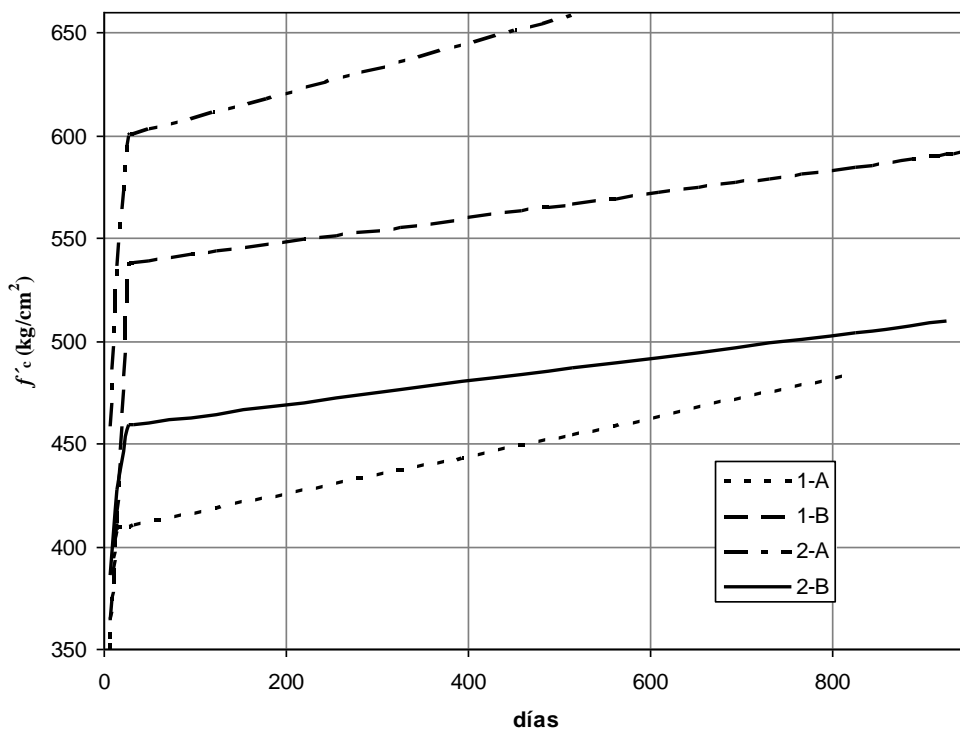
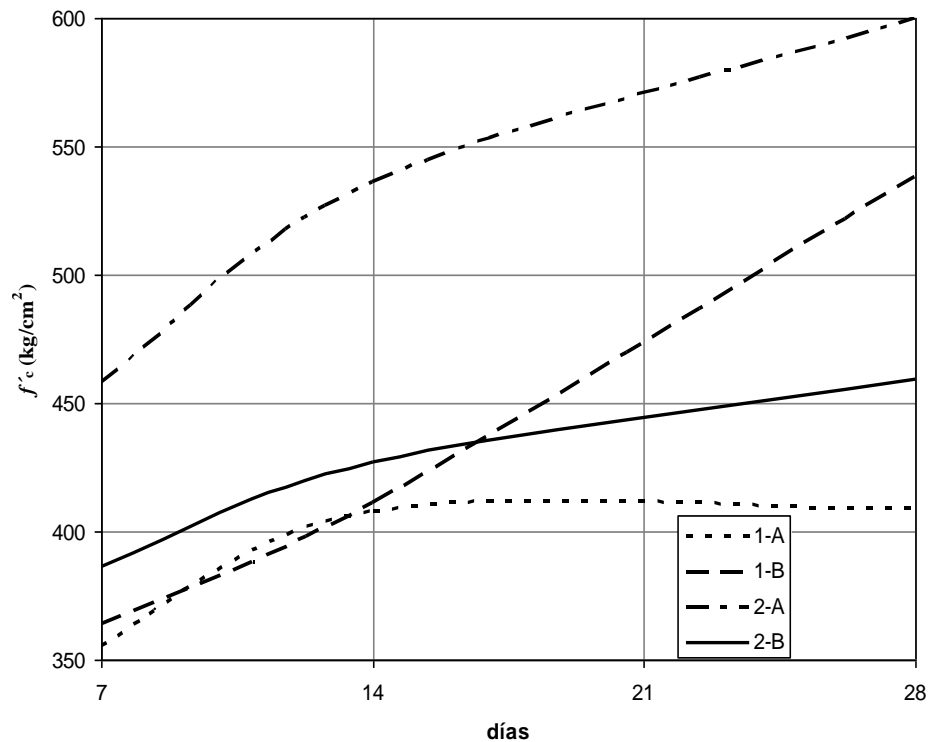


Figura 3.26. Curvas de resistencia-tiempo (en días), probetas de la cimentación.

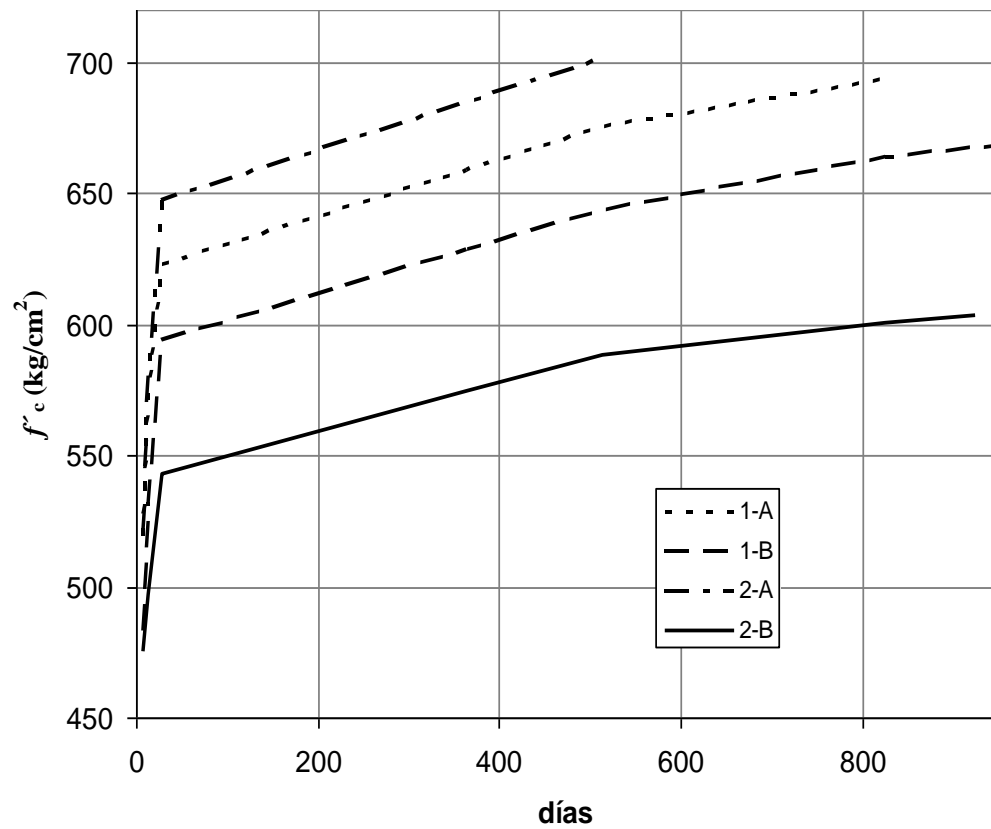
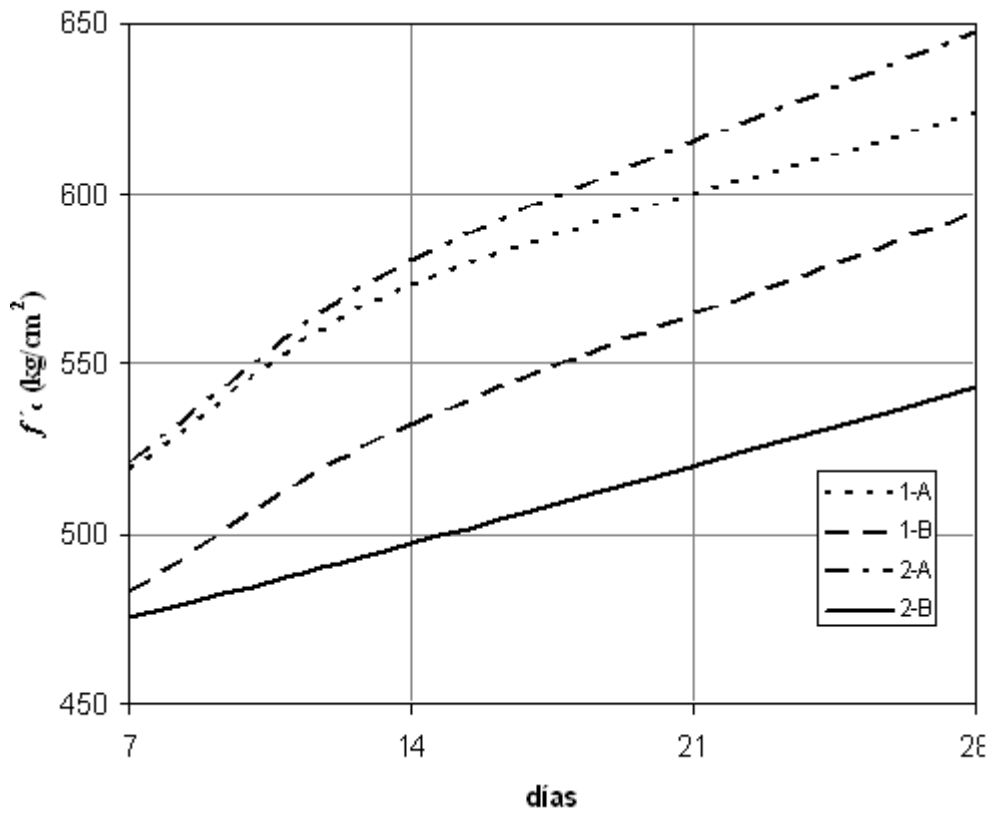


Figura 3.27. Curvas de resistencia – tiempo (en días), probetas de la columna

Los ensayos de resistencia a compresión y módulo elástico se realizaron en la máquina universal del laboratorio de estructuras y materiales del II-UNAM, figura 3.28.



(a)



(b)

Figura 3.28. (a) Máquina Universal del II-UNAM para ensaye de probetas de alta resistencia a compresión simple. (b) ensaye de módulo elástico de probeta de la columna 1-A.

Existen varios modelos para describir la curva que relaciona el esfuerzo con la deformación del concreto, en esta investigación se empleó el modelo de Kent y Park modificado (Park et al., 1982), el que se ilustra en la figura 3.29. Los parámetros que definen el modelo para el concreto confinado son función de la cuantía de refuerzo transversal ρ_s , las dimensiones de la sección de concreto, la resistencia a compresión del concreto sin confinar f'_c , el esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal f_{yh} .

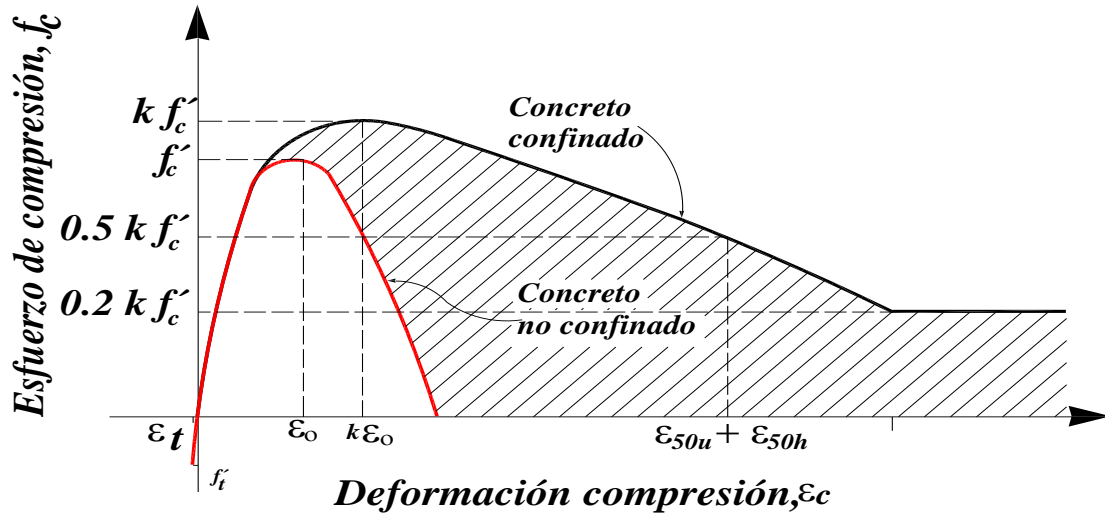


Figura 3.29. Modelo esfuerzo-deformación para el concreto a compresión según Park et al. (1982)

La ecuación que define el modelo de Kent y Park modificado ec. 3.1, (Park, Priestley y Gill, 1982). En la versión modificada se incluye el parámetro k , según se observa en la ec. 3.1, este modelo tiene en cuenta el incremento de la resistencia debido al confinamiento del refuerzo transversal.

$$f_c(\varepsilon_c) = \begin{cases} kf'_c \left(\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right) & \text{si } \varepsilon_c \leq k\varepsilon_0 \\ kf'_c (1 - Z_m(\varepsilon_c - k\varepsilon_0)) \geq 0.2kf'_c & \text{si } \varepsilon_c > k\varepsilon_0 \end{cases} \quad (3.1)$$

El parámetro ε_0 generalmente se considera igual a 0.002, el valor de k está definido por la ec. 3.2, ρ_s es la cuantía de refuerzo transversal, f_{yh} el esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal y f'_c la resistencia a compresión del concreto sin confinar.

$$k = 1 + \rho_s \frac{f_{yh}}{f'_c} \quad (3.2)$$

La deformación correspondiente al esfuerzo del concreto igual a $\frac{1}{2} kf'_c$ (figura 3.29) tiene dos partes. La primera, ε_{50u} es el aporte de deformación del concreto y se evalúa con la ec. 3.3. La segunda parte, ε_{50h} , es el aporte del refuerzo transversal y se evalúa con la ec. 3.4

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 14.5\varepsilon_0 f'_c}{145 f'_c - 1000} \quad (\text{MPa}) \quad (3.3)$$

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{h}{s}} \quad (3.4)$$

El parámetro Z_m está definido por la ec. 3.5, este parámetro interviene en la parte recta de modelo que aquí se describe.

$$Zm = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - k\varepsilon_0} \quad (3.5)$$

Para una cuantía de refuerzo transversal ρ_s igual a 0.01, esta cuantía es la que corresponde al de los especímenes a escala 1/2.5, y una resistencia a compresión del concreto f'_c de 63.4MPa (647kgf/cm²), esta resistencia fue la se que obtuvo de las probetas ensayados a los 28 días de los especímenes, se obtuvo la curva esfuerzo-deformación para el concreto confinado que se muestra en la figura 3.30.

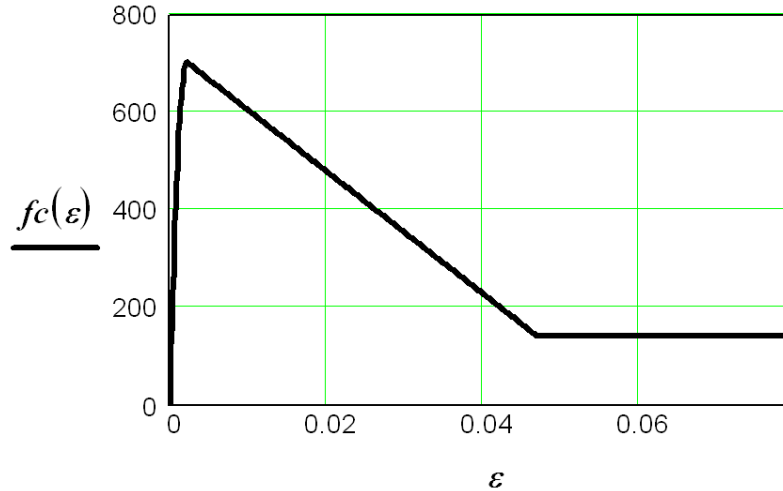


Figura 3.30. Modelo esfuerzo-deformación para el concreto a compresión

La ecuación 3.6 fue el cual fue propuesta por Mander et al.(1988) para evaluar la deformación última a compresión del concreto confinado. Los valores típicos obtenidos para ε_{cu} , de acuerdo con esta ecuación varían entre 0.012 y 0.05.

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (3.6)$$

Las curvas esfuerzo-deformación de las varillas que se emplearon en la construcción de los especímenes obtenidas en ensaye de tensión simple en la maquina universal del Instituto de Ingeniería se muestran en las figuras 3.31 a la 3.32, corresponden a las varillas de 1/2", 3/8", 1/4", 3/16" respectivamente. Las resistencias de fluencia de las varillas medida en estos ensayo fueron: para las de 1/2" 4636kgf/cm², para las de 3/8" fue 4611kgf/cm² y para la varilla de 3/16" fue 6548kgf/cm².

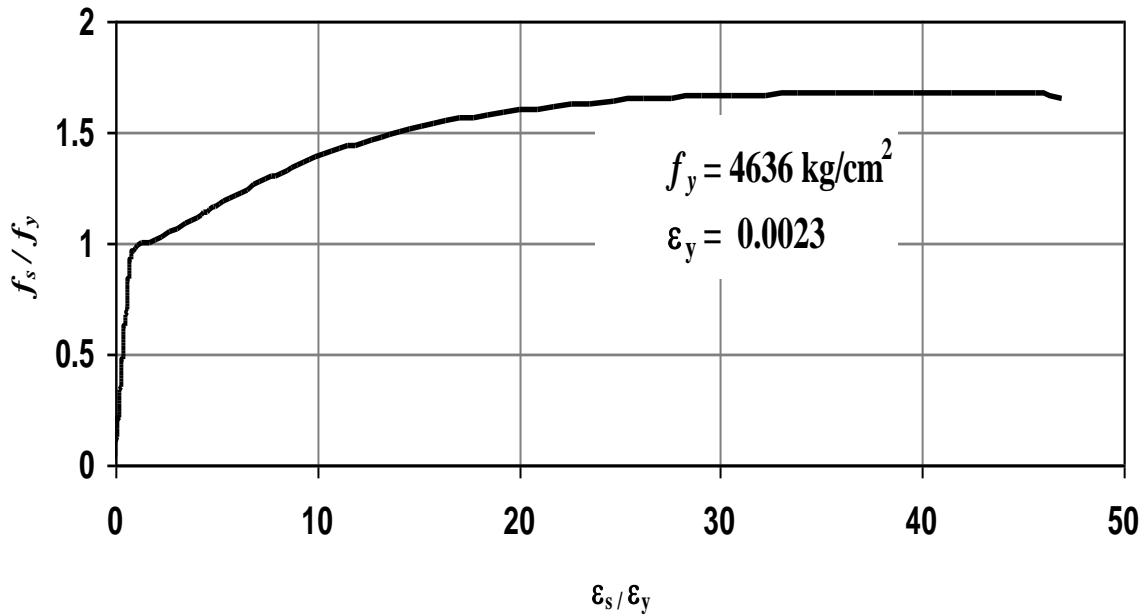


Figura 3.31. Curva esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo de 1/2"

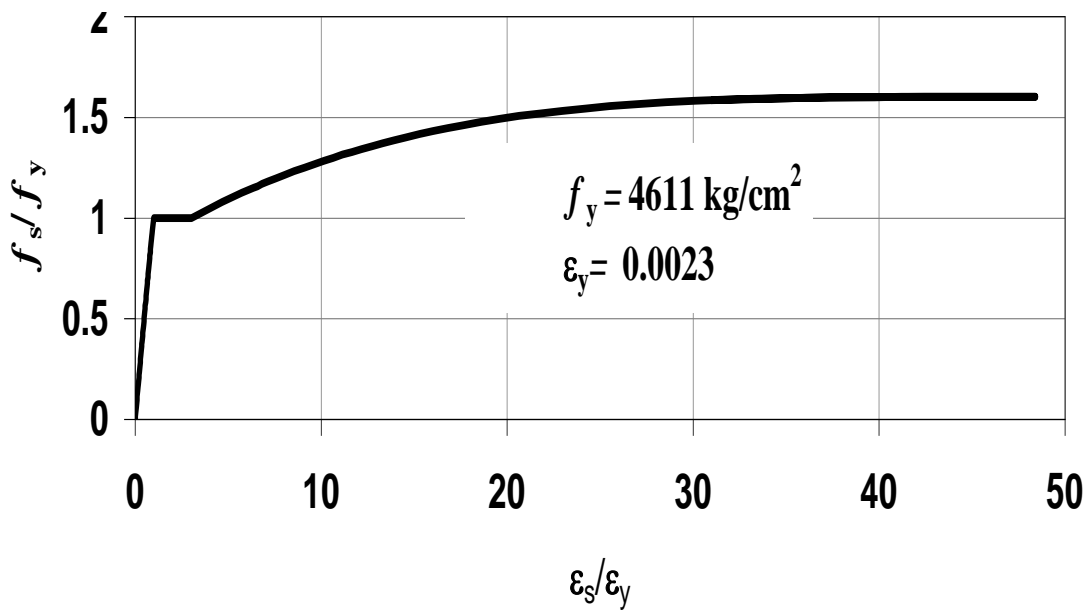


Figura 3.32. Curva esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo de 3/8"

Las varillas de menor diámetro presentan mayor esfuerzo de fluencia, las curvas esfuerzo-deformación para estas varillas son típicas de alambres, el punto de fluencia así como la zona plana posfluencia no están bien definidas. Las figuras 3.33 y 3.34 se muestran las curvas esfuerzo-deformación para las varillas fabricadas en México de 1/4" y para el 3/16".

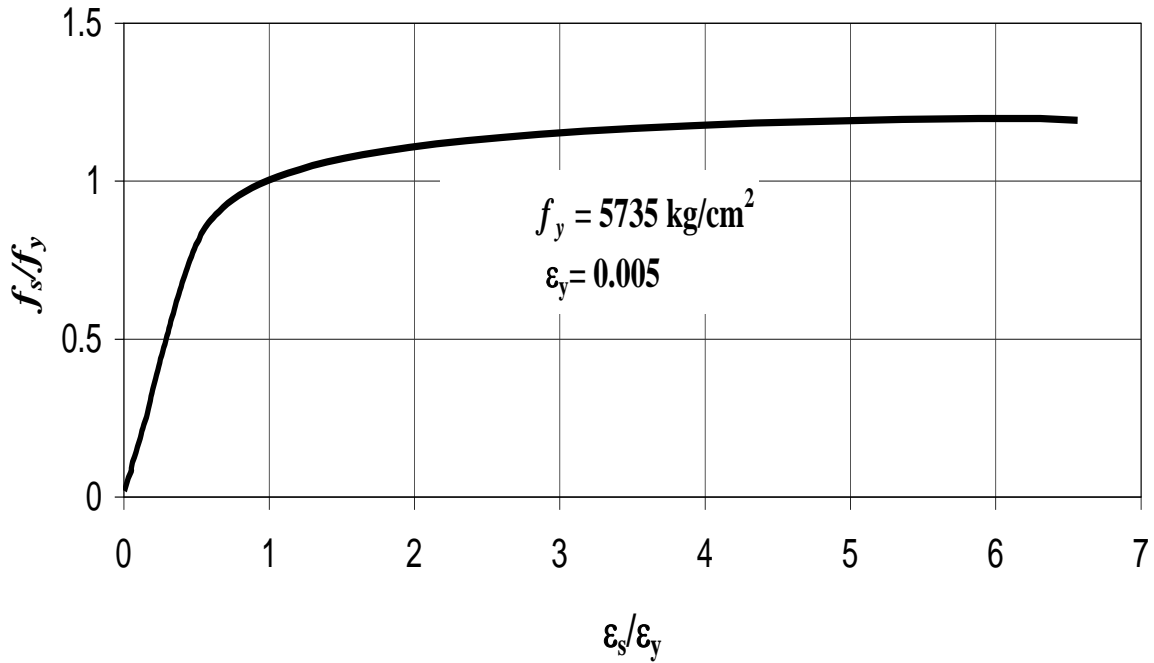


Figura 3.33. Curva esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo de 1/4"

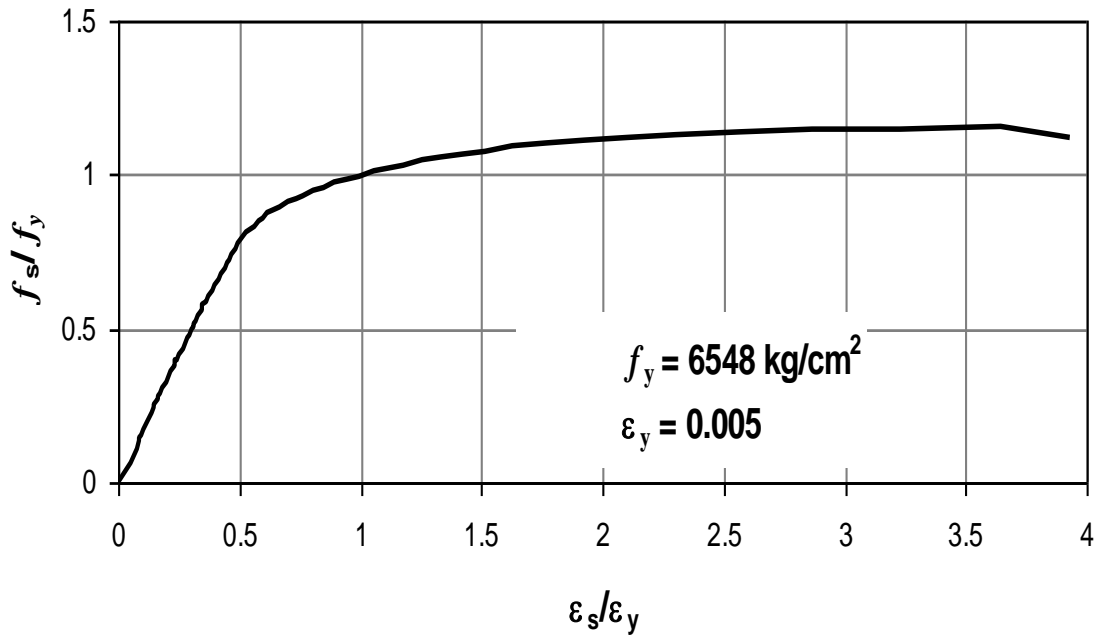


Figura 3.34. Curva esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo de 3/16"

Se calculó el diagrama momento-curvatura con el programa BIAX (Wallace, 1989), utilizando las propiedades de los materiales medidos experimentalmente. El punto sobre la curva que representa la primera fluencia del refuerzo, corresponde a una curvatura (ϕ'_y) igual a $6.41 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ y momento flexionante (M'_y) de 120.9 t-m, según se observa en la figura 3.35.

De los tres criterios para definir el punto de curvatura última (ϕ_u) y momento último M_u se emplearon los dos primeros descritos a continuación, el primer criterio está referido al pandeo del refuerzo principal y establece que la curvatura última y momento último están dados cuando ocurre que la deformación en el acero de refuerzo principal alcanza la mitad de su deformación última ($1/2\varepsilon_{su}$). El segundo criterio para obtener el momento último está dado por la deformación última del concreto confinado (ε_{cu}) calculada según la ec.3.6, esta ecuación está basada en el nivel de deformación que alcanza el concreto cuando se fractura el refuerzo de confinamiento para la correspondiente curvatura y momento último. El tercer criterio no se empleó debido a que no ocurrió y se refiere a la pérdida de resistencia de la sección e indica que el momento último ocurre cuando la resistencia a flexión disminuye a 80% del momento máximo de la sección ($0.8M_{máx}$).

Para este caso particular con los dos primeros criterios se obtienen valores similares para la curvatura última, ya que la deformación última calculada con la ec 3.6 da un valor de 0.014 y para esta deformación del concreto confinado el deformación última del acero es la mitad de su deformación última e igual a 0.05, para el cual la curvatura es $0.114m^{-1}$ y el momento 196 t-m, según muestra la figura 3.35.

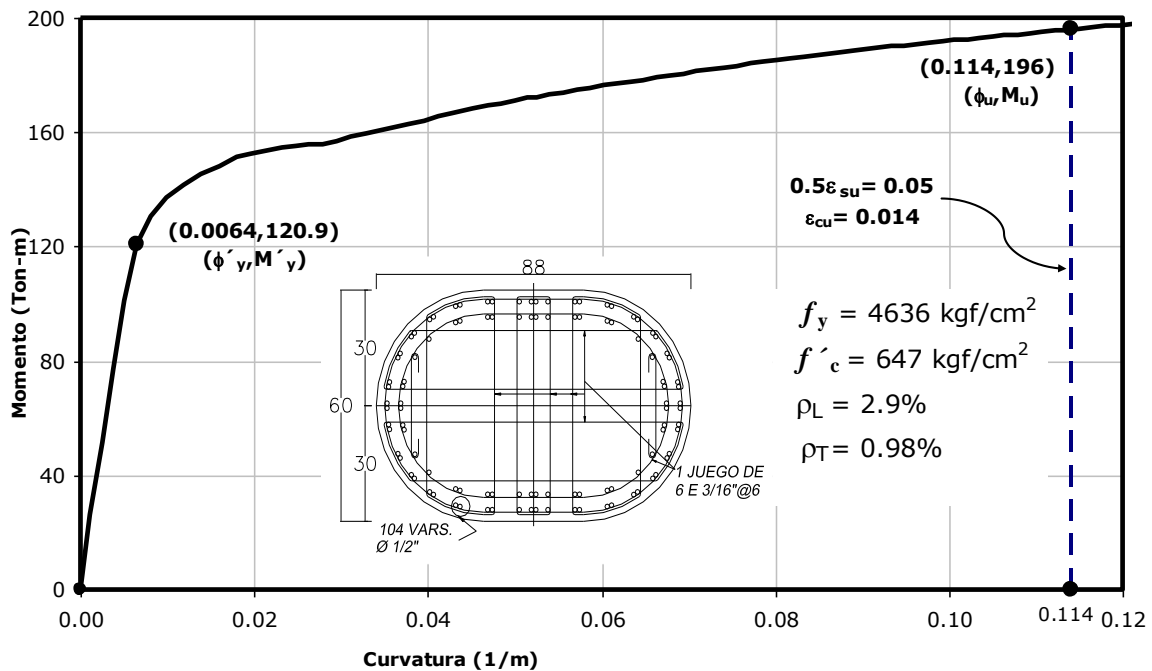


Figura 3.35. Diagrama momento curvatura del modelo a escala 1 / 2.5

De acuerdo con las expresiones de Priestley (2003) es posible calcular aproximadamente la curvatura de fluencia para un modelo bi-lineal, como el que se muestra más adelante en la figura 5.25, estas aproximaciones se pueden obtener evaluando las ecuaciones 3.7 al 3.10, según sea el caso de la sección de columna. Donde ϕ_y es la curvatura de fluencia, D el peralte de la sección y ε_y la deformación de fluencia del refuerzo principal. La curvatura de fluencia en estas ecuaciones depende del peralte de la sección y de la deformación de fluencia del acero de refuerzo principal.

$$\text{Columna circular: } \phi_y = 2.25 \frac{\varepsilon_y}{D} \quad (3.7)$$

$$\text{Columna rectangular: } \phi_y = 2.10 \frac{\varepsilon_y}{h_c} \quad (3.8)$$

$$\text{Muro rectangular en voladizo: } \phi_y = 2.00 \frac{\varepsilon_y}{h_c} \quad (3.9)$$

$$\text{Vigas de sección T: } \phi_y = 1.70 \frac{\varepsilon_y}{h_b} \quad (3.10)$$

Las expresiones mostradas son válidas independientemente de la cuantía de refuerzo principal, transversal y del nivel de la carga axial.

Para los cuatro especímenes de esta investigación, la deformación de fluencia del refuerzo principal es igual a 0.0023 y el peralte de 600mm, la curvatura asociada a la fluencia $8.3 \times 10^{-6} \text{ mm}^{-1}$, por tanto la relación $(\phi_y D / \varepsilon_y)$ resulta igual a 2.17 y es aproximadamente igual al promedio de los factores constantes de las ecuaciones 3.7 y 3.8, valor que recomendamos emplear para secciones ovaladas.

La carga axial en los especímenes fue poco importante, debido a que en el prototipo la relación entre la carga axial y el producto del área bruta por el esfuerzo resistente del concreto fue menor que 0.1 (ver ec. 3.11).

$$\frac{P}{A_g f'_c} = 0.0044 \quad (3.11)$$

De acuerdo con la NTCC del RNCDF (2004) para diseño y construcción de estructuras de concreto, aquellas columnas con cargas axiales pequeñas que satisfacen la ec. 3.12 son consideradas como miembros que trabajan esencialmente a flexión, requisito que la columna estudiada satisface.

$$P_u \leq A_g f'_c / 10 \quad (3.12)$$

3.5.2 Características de los materiales empleados espécimen mesa vibradora

Se construyeron probetas cilíndricas de concreto de 150mm de altura y 75mm de diámetro. Se realizaron pruebas de compresión axial de estas probetas para la columna y cimentación.

La figura 3.36 y 3.37 muestran las curvas experimentales esfuerzo-deformación del concreto para la cimentación y columna respectivamente. La resistencia del concreto de la cimentación fue 45% más resistente que la resistencia especificada (350 kg/cm^2).

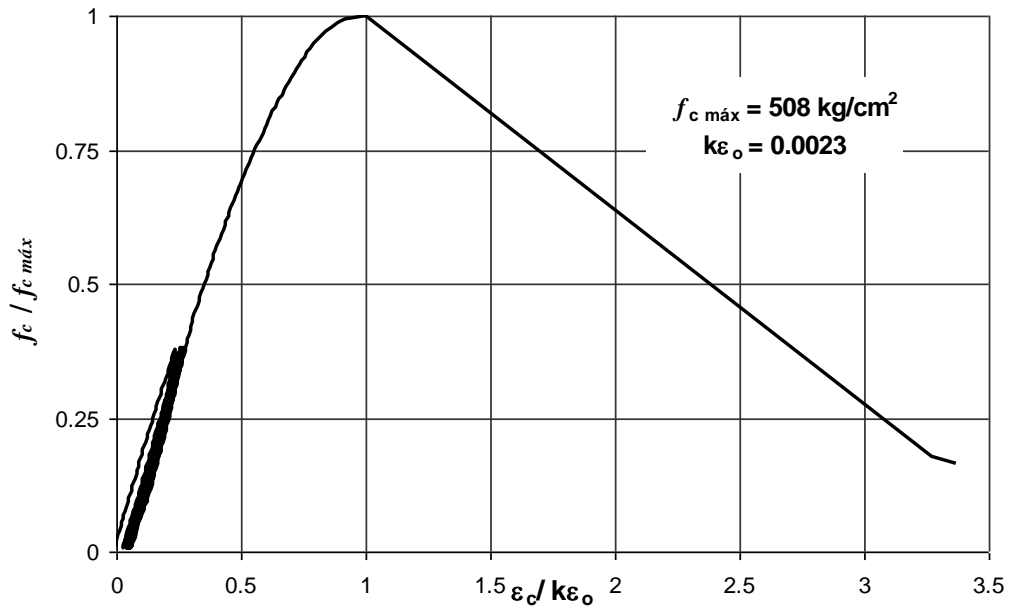


Figura 3.36 Curva experimental esfuerzo-deformación del concreto empleado en la cimentación

La figura 3.37 muestra la curva experimental esfuerzo-deformación del concreto correspondiente a la columna, la resistencia máxima obtenida fue 2% mayor que la resistencia especificada (600 kg/cm²).

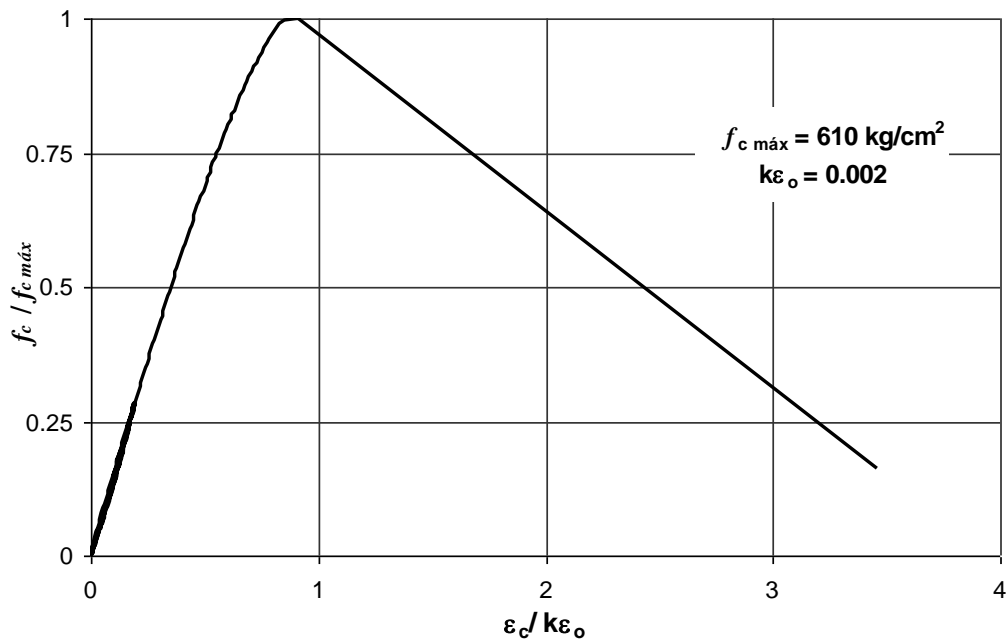


Figura 3.37. Curva experimental esfuerzo-deformación del concreto empleado en la columna

Las varillas de refuerzo que se emplearon fueron de diámetro 9.5mm (Nº3), 6mm, 3.42mm y 4.5mm. Las curvas experimentales esfuerzo-deformación para cada una de estas varillas se muestran en las figuras 3.38 a la 3.39.

La curva experimental de la varilla de 9.5mm que muestra la figura 3.38 exhibe las tres zonas típicas: la elástica, la plástica y la de endurecimiento por deformación inelástica. El límite elástico y el inicio de la zona plástica quedan bien definidos por el esfuerzo y deformación de fluencia correspondiente, típica en varillas de este tipo.

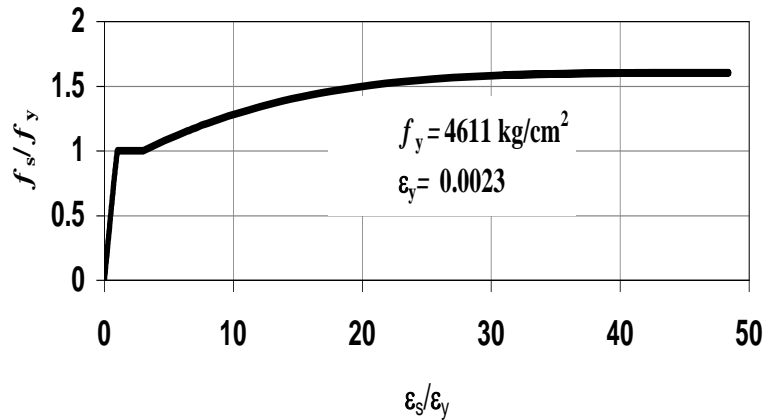


Figura 3.38. Curva experimental esfuerzo-deformación para el acero de 9.5mm (Nº3)

La curva experimental de la varilla de 6mm que muestra la figura 3.39 exhibe la forma típica de varillas delgadas como el de este caso. El límite elástico y el inicio de la zona plástica no quedan claramente definidos y para determinar el esfuerzo y deformación de fluencia correspondiente, se emplea el criterio la recta secante paralela a la pendiente inicial, que pasa por 0.002 de la deformación unitaria hasta intersectar a la curva esfuerzo-deformación, esta intersección define la deformación y el esfuerzo de fluencia asociado a este punto. Esta varilla exhibe una ductilidad similar a la de las varillas corrugadas de 9.5mm, propiedad que no muestran los alambres de 3.42mm y 4.5mm.

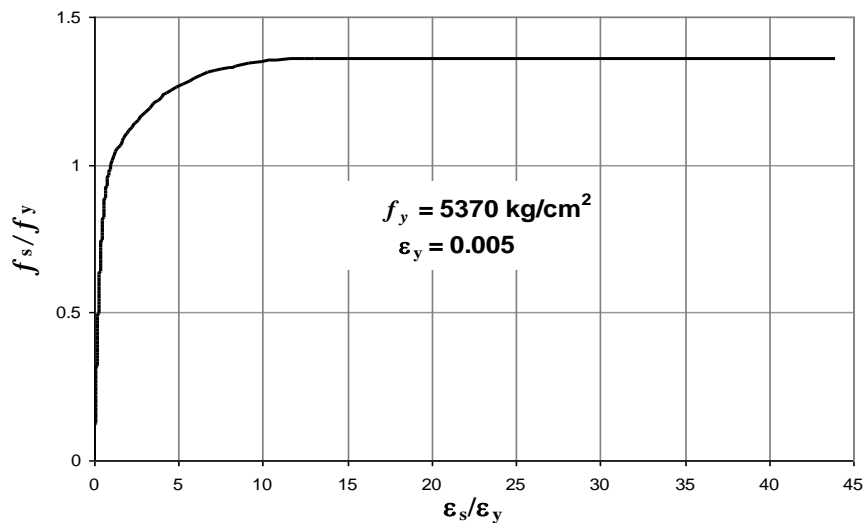


Figura 3.39. Curva experimental esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo de 6mm

Las curvas mostradas en las figuras 3.40 y 3.41 exhiben la forma típica de varillas delgadas. El límite elástico y el inicio de la zona plástica no quedan claramente definidos y para determinar el esfuerzo y deformación de fluencia correspondiente, se emplea el mismo criterio que se utilizó para la varilla de 6mm. Estas varilla exhibe poca ductilidad comparada con la varilla de 6mm.

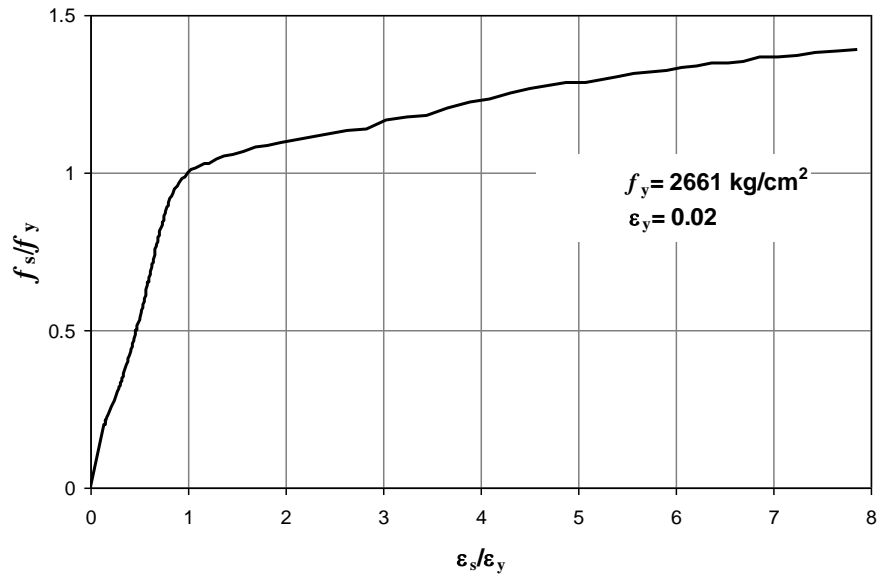


Figura 3.40. Curva experimental esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo de 3.42mm

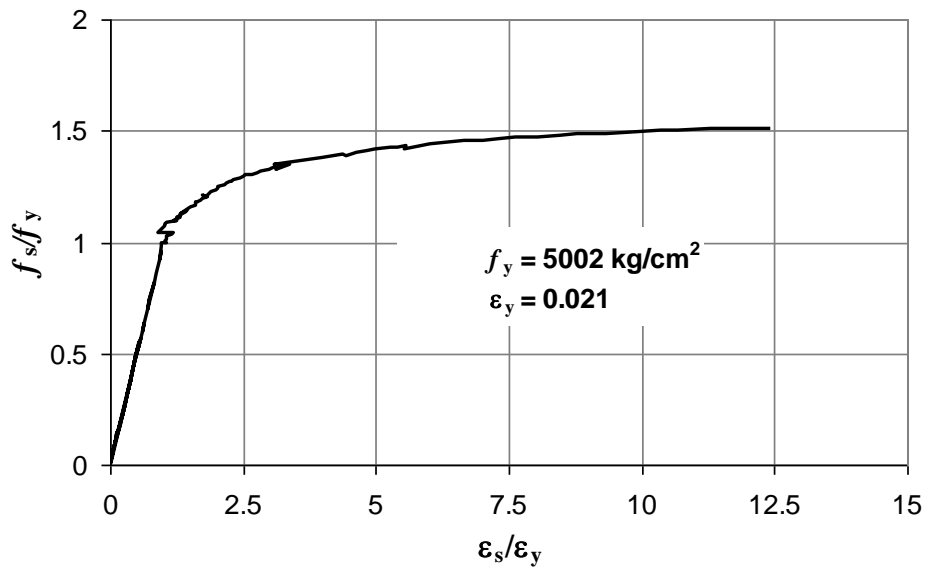


Figura 3.41. Curva experimental esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo de 4.5mm

Se calculó el diagrama momento-curvatura con el programa BIAX (Wallace, 1989), utilizando las propiedades de los materiales medidos experimentalmente. El punto sobre la curva que representa la primera fluencia del refuerzo, correspondiente a una curvatura (ϕ'_y) igual a 0.0186 m^{-1} y momento flexionante (M'_y) de 18.32 t-m, según se muestra en la figura 3.42.

El criterio para obtener la curvatura última (ϕ_u) y momento último (M_u) fue referido al pandeo del refuerzo principal y se estima que ocurre cuando la deformación del refuerzo principal alcanza la mitad de su deformación última ($1/2 \epsilon_{su}$). Para este caso particular se obtuvo una curvatura última (ϕ_u) de 0.27 m^{-1} y un momento último (M_u) de 25t, cuando la deformación en el acero de refuerzo es igual a 0.055, según muestra la figura 3.42.

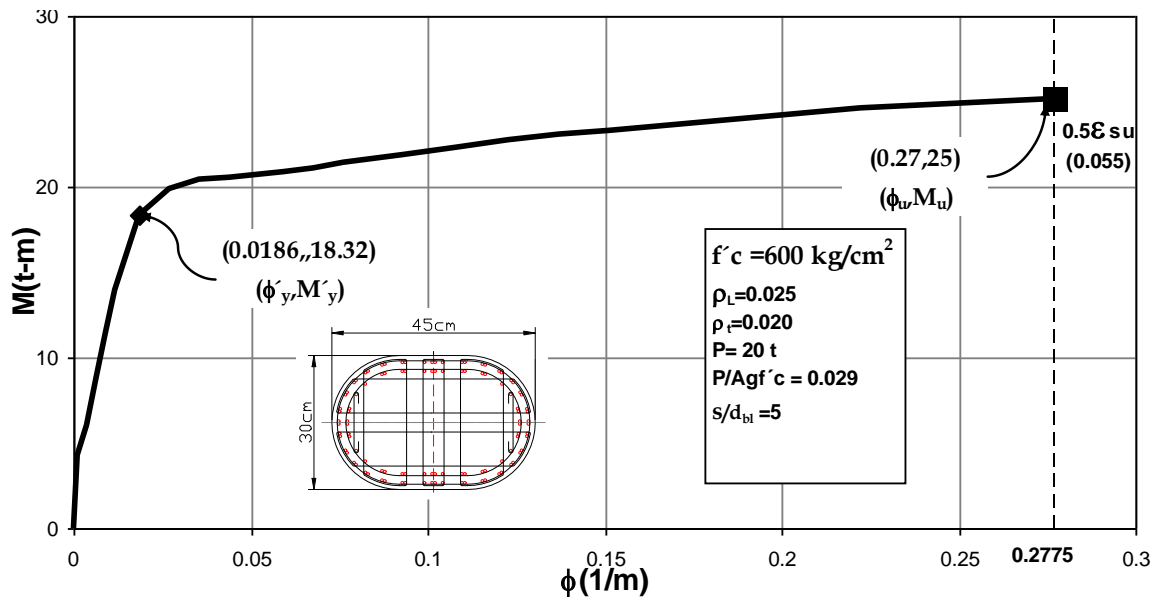


Figura 3.42. Diagrama momento curvatura de la sección de columna.

La carga axial en la columna del espécimen fue poco importante y fue igual 20t y la relación $\frac{P}{A_g f'c}$ es igual a 0.029, debido a que en el prototipo esta relación entre la carga axial y el producto del área bruta por el esfuerzo resistente a compresión del concreto fue menor a 0.1 (ec. 3.13).

$$\frac{P}{A_g f'c} \leq 0.1 \quad (3.13)$$

La cuantía de refuerzo longitudinal en el espécimen fue 0.025, este valor está dentro de los límites especificados por las distintas normas de diseño para estructuras de concreto reforzado. La NTCC del RNCDF (2004) especifica que la cuantía de refuerzo longitudinal en columnas debe estar entre 0.01 y 0.04, hay que mencionar que la NTCC del RNCDF no contiene especificaciones para puentes. El ACI318 (2005) tiene límites para la cuantía longitudinal valores entre 0.01 y 0.06, otra

norma que es específica para el diseño de puentes, AASHTO (2002), tiene recomendaciones similares que el ACI (2005).

La cuantía transversal para el espécimen a escala 1/5 ($\rho_{T 1/5}$) fue igual a 0.02, este valor difiere en el doble de la cuantía empleada en el espécimen a escala 1/2.5 ($\rho_{T 1/2.5}$), debido a que se empleó refuerzo de 3.42mm que era el disponible, en vez del requerido que fue 2.54mm.

La relación de cuantías transversales para especímenes de diferente escala esta en función al cuadrado de la relación de escalas multiplicado por el cuadrado de la relación de diámetros del refuerzo de confinamiento de ambos modelos, ver ec. 3.14.

$$\rho_{T 1/n} = (n/m)^2 (d_{bnj}/d_{bmj})^2 \rho_{T 1/m} \quad (3.14)$$

El valor de la cuantía del refuerzo transversal de la sección de columna para el espécimen a escala 1/5 es calculado con la ec. 3.15. El diámetro disponible para los especímenes a escala 1/2.5 fue igual a 4.7mm. Luego de reemplazar valores se obtiene la cuantía transversal correspondiente para el espécimen la escala 1/5.

$$\rho_{T 1/5} = (5/2.5)^2 * (3.42/ 4.7)^2 * 0.01 = 2^2 * 0.73^2 * 0.01 = 4 * 0.53 * 0.01 = 0.02$$

3.6 INSTRUMENTACIÓN DE ESPECÍMENES

3.6.1 Instrumentación de los especímenes ensayados en muro de reacción 1-A, 1-B, 2-A, 2-B

De acuerdo con la distribución de las varillas y distribución de fuerzas en el candelero, se definieron criterios de instrumentación para el candelero y la columna. En el candelero se emplearon *strain gauges* en varillas ubicadas en la zona donde se presentarían tensiones. La disposición general es simétrica en el candelero excepto porque en el lado derecho de la figura 3.43 se colocaron dos *strain gauges* por punto, se colocaron dos en caso de que se dañe alguno de los *strain gauges* se tenga redundantes, y en el lado izquierdo las varillas llevan un sólo *strain gauges* por punto.

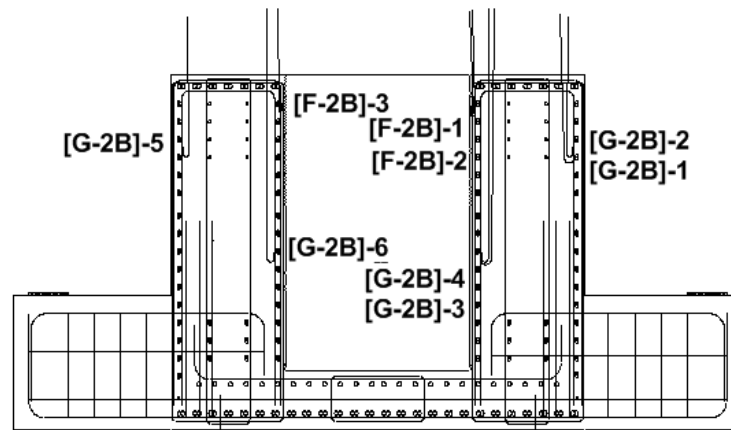


Figura 3.43. Distribución de *strain gauges* en candelero sin presfuerzo

La cimentación candelero con presfuerzo llevó *strain gauges* similares a los que se emplearon en la cimentación candelero sin presfuerzo. En los especímenes con cimentación presforzada no se

instalaron *strain gauges* en el acero de prefuerzo. La figura 3.44 muestra el esquema de la instrumentación de varillas con *strain gauges*, se instrumentaron los muros opuestos de la cimentación, se buscó la redundancia con la simetría en la ubicación de los *strain gauges*.

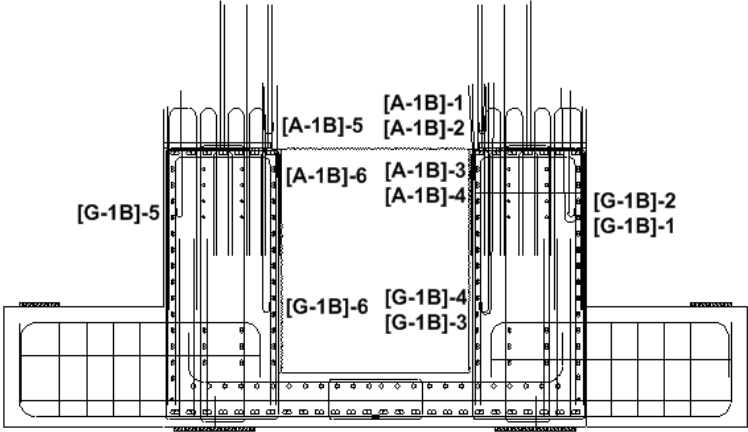


Figura 3.44. Distribución de *strain gauges* en candelero con prefuerzo

La figura 3.45 muestra la nomenclatura y distribución de *strain gauges* en planta, se instrumentaron las varillas de refuerzo de la zona superior de la cimentación para medir las deformaciones más significativas.

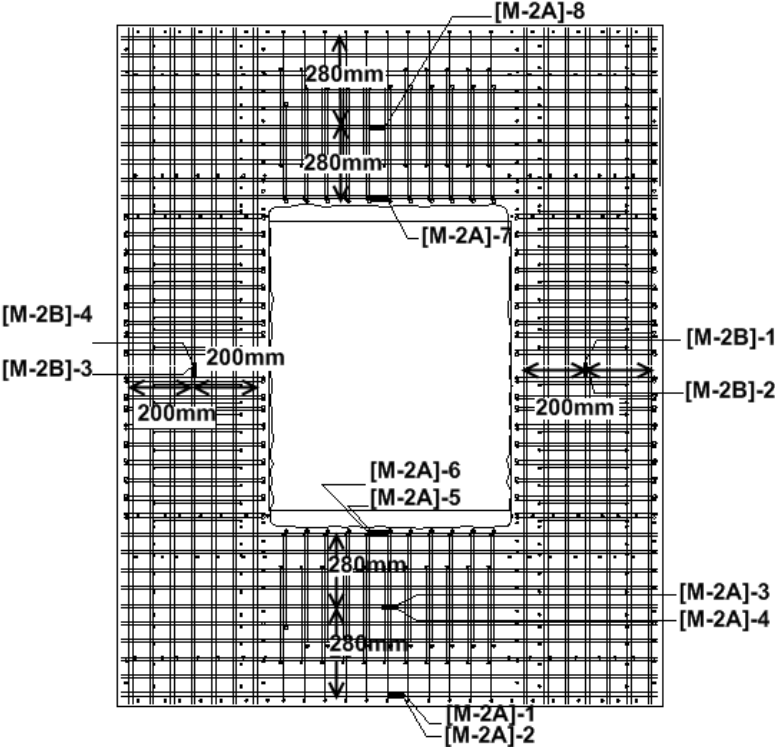


Figura 3.45. Distribución de *strain gauges* a nivel de la malla del refuerzo de la zona superior

Para la columna se muestra la distribución de *strain gauges* en la figura 3.46. Esta se concentra en la zona potencial de plastificación. Se instrumentaron las varillas de refuerzo principal dentro de una altura menor a la mitad del peralte, se prolongó dentro de la cimentación hasta una distancia menor que 6 veces el diámetro del refuerzo principal. Además se instrumentaron estribos de la columna dentro de la zona de plastificación potencial.

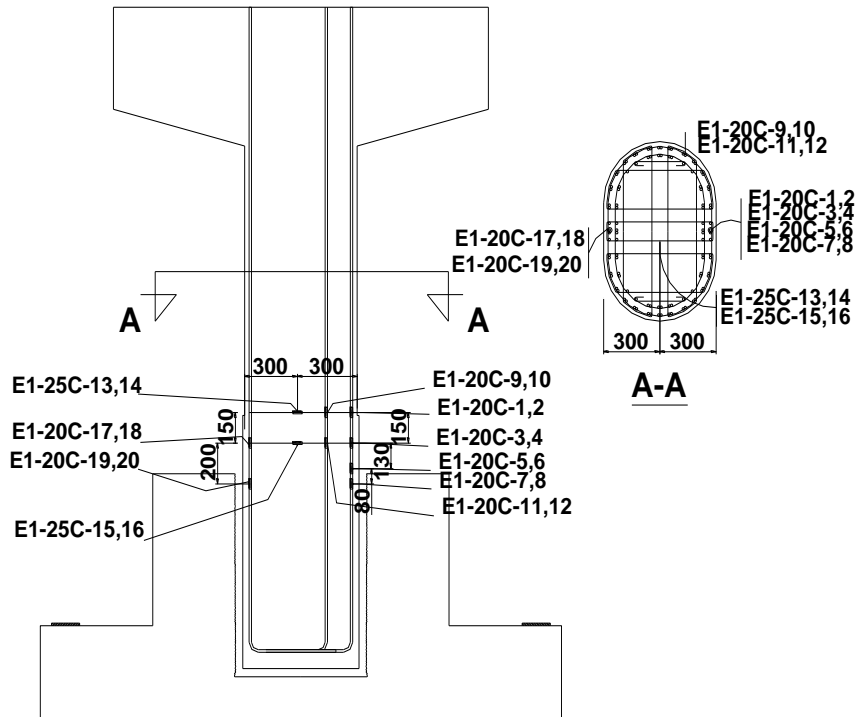


Figura 3.46. Esquema de instrumentación con *strain gauges* en varillas de la columna, medida en mm

Se buscó redundar en la medición de curvaturas y se colocó ocho potenciómetros a la misma altura de los *strain gauges* prolongándose en la altura de la columna hasta dos veces el peralte de la columna (figura 3.47).

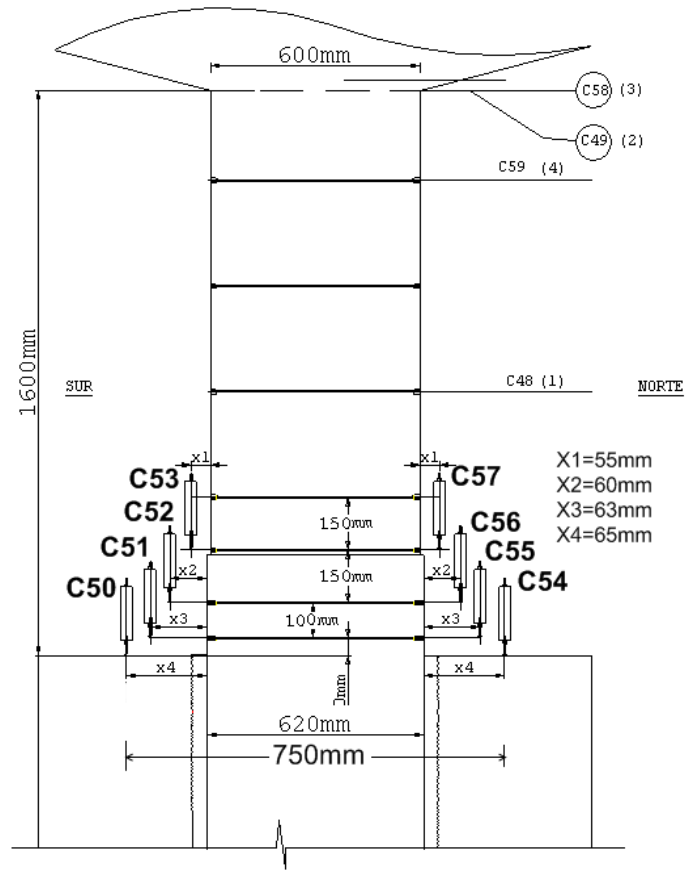
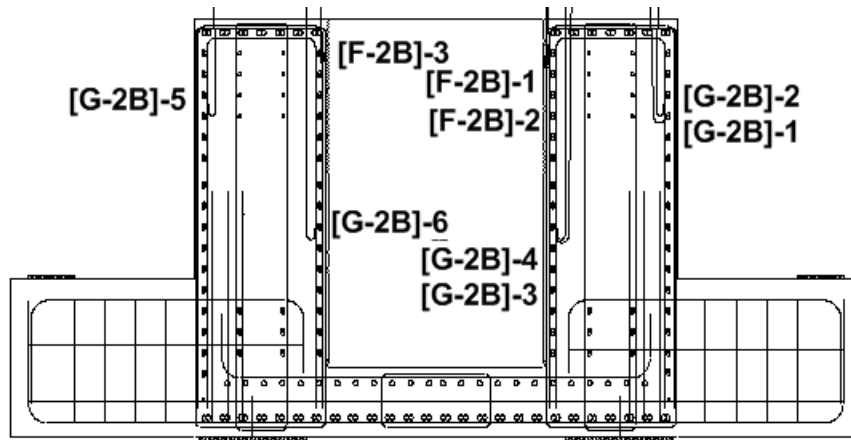


Figura 3.47. Esquema de instrumentación de la columna con potenciómetros

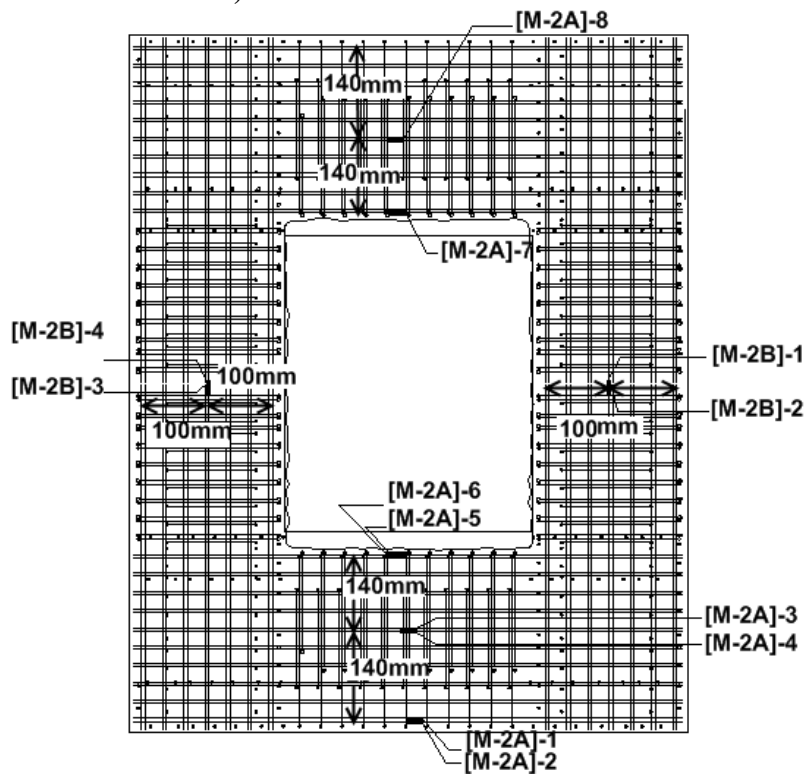
3.6.2 Instrumentación del espécimen ensayado en mesa vibradora

La instrumentación del espécimen en mesa vibradora consistió en la colocación de *strain gauges* en varillas de la cimentación y de la columna así como en la instalación de potenciómetros y transductores de cuerda y acelerómetros en la columna y cimentación.

La figura 3.48 muestra un esquema de la instrumentación con *strain gauges* de las varillas en la cimentación.



a) Vista del corte en elevación



b) Vista en Planta

Figura 3.48. Esquema de la instrumentación con strain gauges de la cimentación a escala 1/5

La figura 3.49 se muestra el esquema de la ubicación de los 20 *strain gauges* utilizado para instrumentar el acero de refuerzo en la columna, se instrumentaron varillas del refuerzo longitudinal y del refuerzo transversal. Fueron instalados ocho potenciómetros en la base de la columna, según la figura 3.50, con estos potenciómetros se miden curvaturas en la base de la columna, la ubicación de estos potenciómetros coinciden en altura con la ubicación de los *strain gauges* que muestra la figura 3.49.

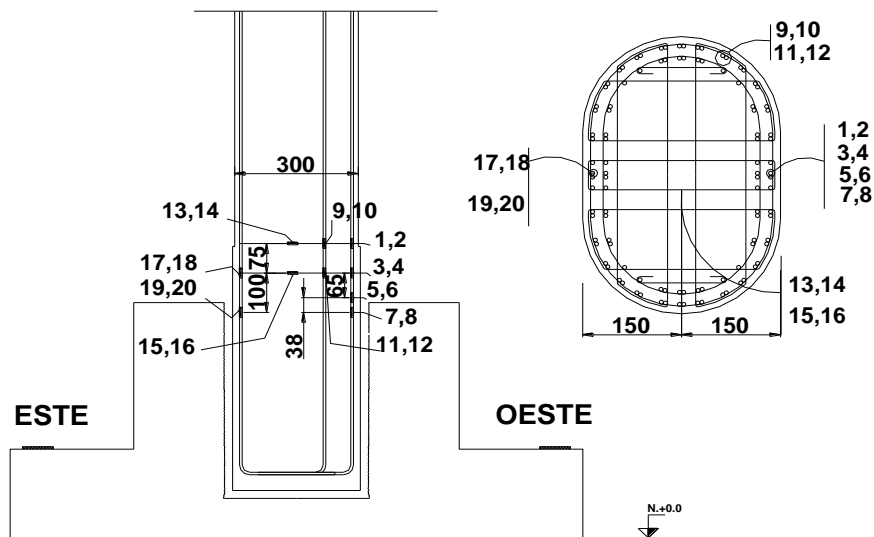


Figura 3.49. Esquema de instrumentación con strain gauges en columna a escala 1/5

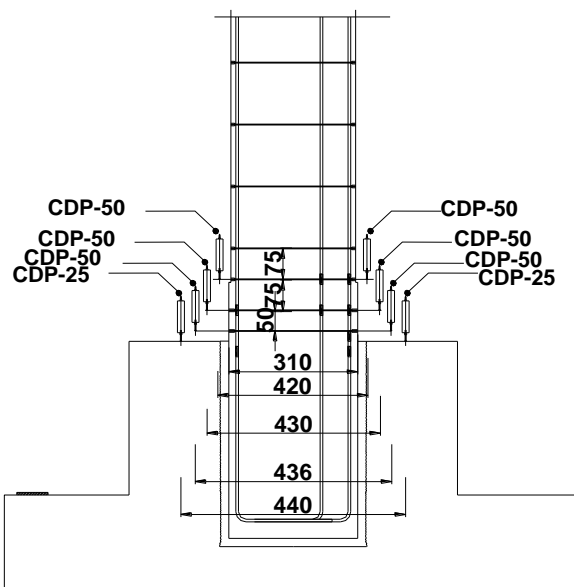


Figura 3.50. Esquema de instrumentación con potenciómetros en columna a escala 1/5, acotaciones en mm

En los especímenes se colocaron acelerómetros y transductores de cuerda para medir aceleraciones y desplazamientos respectivamente. También fueron colocados ocho acelerómetros en total, uno a nivel de la mesa vibratoria, según se muestra en la figura 3.51 (C2), otro en la cara de la cimentación (C3). Además se colocaron acelerómetros en el extremo superior de la columna (C11) y la base de las ménsulas de apoyo de la caja (C4), también sobre losa de la caja (C6). Para tener control de la vibración en algunos elementos se instalaron acelerómetros en la parte superior de dos de los bloques de lingotes (C9 y C10).

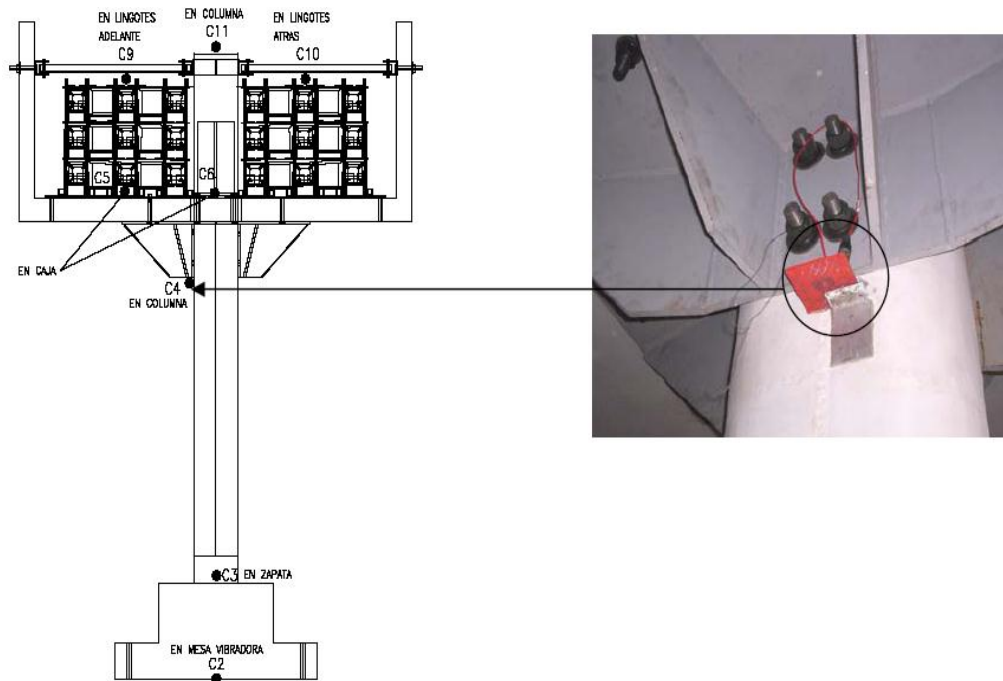


Figura 3.51. Ubicación de acelerómetros

Se instalaron seis trasductores de cuerda en diferentes niveles del espécimen, según muestra la figura 3.52, los trasductores C24, C25, C26, C27 miden los desplazamientos horizontales del espécimen, mientras que los trasductores C28 y C21 miden los desplazamientos verticales. Todos ellos miden desplazamientos relativos, a excepción del trasductor C25 que mide desplazamientos absolutos.

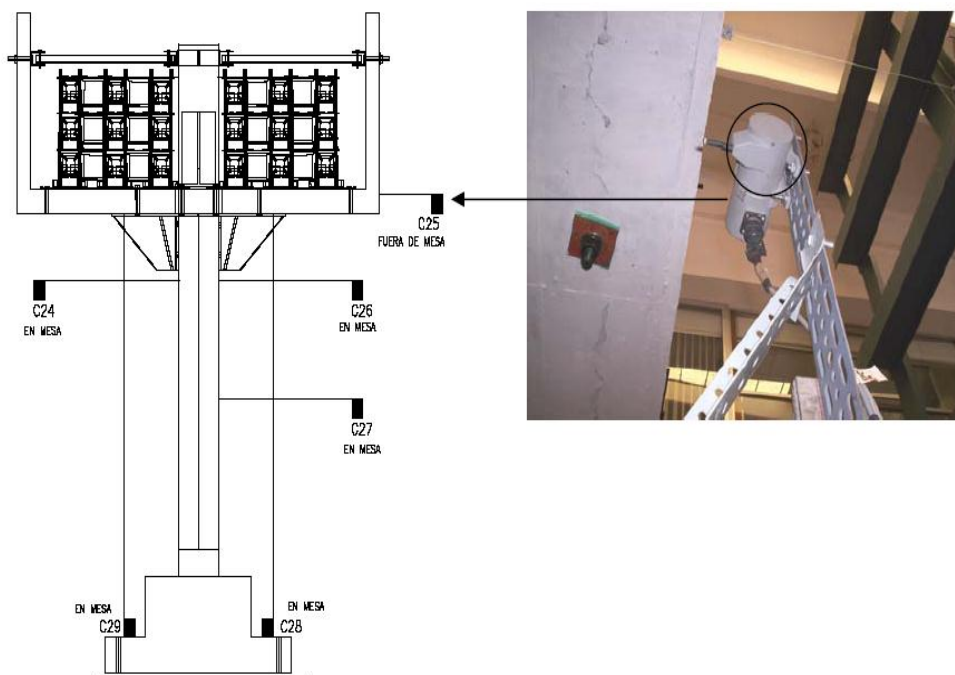


Figura 3.52. Ubicación de trasductores de cuerda

3.7 DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYES REALIZADOS

3.7.1 Descripción de los ensayos realizados con los especímenes de muro de reacción 1-A, 1-B, 2-A, 2-B

El estudio experimental de los especímenes 1-A, 1-B, 2-A, 2-B, se llevó a cabo en el muro de reacción del laboratorio de estructuras del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Se aplicaron cargas horizontales y verticales con un marco de carga, mediante el cual se transmitieron fuerza cortante y momento flexionante a la columna.

El sistema para la realización del ensaye contó con dos computadoras, una de las cuales enviaba la señal de carga y/o desplazamientos a los actuadores; y la otra realizaba la adquisición de los datos.

El ensaye se realizó por control de carga y desplazamiento. En la primera parte de los ensayos, la historia de carga es controlada por carga hasta el 75% del valor del cortante resistente de fluencia de la columna, después de ello, se procede a definir la segunda parte de historia de carga basada en el control de desplazamientos.

El marco de carga empleado para el ensaye del espécimen consistió en una trabe metálica, conectada mediante tonillos de alta resistencia al cabezal de la columna. Este sistema permitió transferir fuerza horizontal y momento flexionante a la columna, según muestra la figura 3.53. La carga horizontal estaba dada por dos actuadores de 100 t, cada una, con una capacidad aproximada de desplazamiento de 175mm. Estos actuadores horizontales se fijaron a un muro de reacción, compuesto por bloques de concreto postensado.

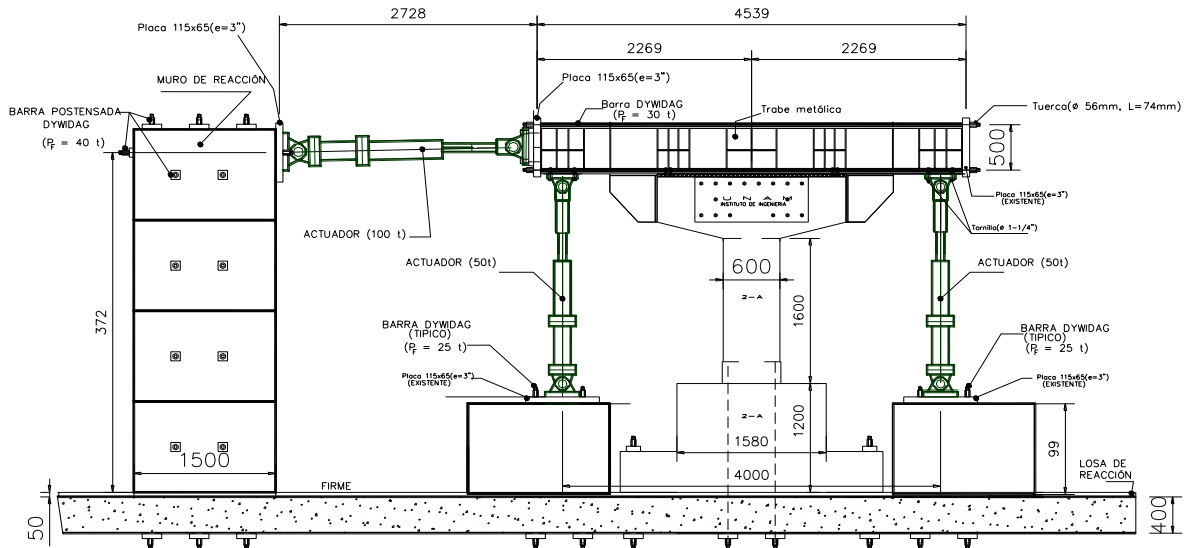
Para producir un momento flexionante (M), se emplearon dos cargas verticales de sentido contrario, sobre el marco de carga, de manera que produzca dicho momento, el cual está relacionando directamente con la carga horizontal actuante (V), ubicado a una altura (h_v) igual a 1600mm. El cortante V es igual al cociente de M/ht , donde ht es 5.6m. La relación entre la carga horizontal y vertical fue igual a 0.732, esta relación entre cargas se hizo para mantener constante la relación (M/Vd) en los especímenes igual a 9.33, también en el prototipo esta relación es igual a 9.33 lo que garantiza que las deformaciones a flexión sean más importantes que las de cortante.

Los actuadores verticales estuvieron fijados a bloques de concreto reforzado postensados a una losa de reacción.

Se aplicaron cargas verticales por la acción de dos actuadores de 50t y una capacidad de desplazamiento de 175mm cada uno, las cargas que aplicaron estos actuadores fueron de igual magnitud pero de sentidos contrarios.



(a) Imagen del sistema de carga



(b) Esquema de del sistema de carga

Figura 3.53. Sistema de carga para el espécimen (medidas en mm)

El momento resistente (M_{RCDF}) de la sección de columna fue igual a 120.9 t-m, se calculó aplicando las especificaciones del RCDF (1993), considerando FR igual a 1, el esfuerzo de fluencia del acero (f_y) igual a 4636 kg/cm² y la resistencia a compresión del concreto (f'_c) de 647 kg/cm², estos valores fueron obtenidos experimentalmente. El cortante de fluencia calculado (V_y) asociado a este momento resistente fue 21.6 t.

La carga aplicada en el espécimen, en control por carga, fue 16.2 t; este valor de carga se supone igual al 75% del cortante de fluencia ($3/4 V_y$). Este valor para la carga horizontal es el mismo en todos los especímenes debido a que todos llevan el mismo refuerzo en la columna y teóricamente tienen igual resistencia de fluencia.

Con los resultados experimentales obtenidos del control por carga se define después el desplazamiento de fluencia (Δ_y).

Se midió el desplazamiento horizontal de los especímenes aplicada la carga horizontal, correspondiente al 75% de cortante de fluencia ($\pm 3/4 V_y$), ver figura 3.54. Al promedio aritmético de los máximos desplazamientos, medidos en valor absoluto, se multiplicó por 4/3; obteniéndose el desplazamiento de fluencia Δ_y (ec. 3.15).

$$\Delta_y = \frac{4}{3} \left(\frac{|\Delta_1| + |\Delta_2|}{2} \right) \quad (3.15)$$

Después de calcular el desplazamiento de fluencia (Δ_y), las amplitudes de la historia de desplazamiento se definen en función al desplazamiento de fluencia obtenido según lo anteriormente indicado, estas amplitudes de desplazamiento se aplican mediante ciclos reversibles de carga y descarga en tensión y compresión del sistema de carga. Las historias de desplazamiento para cada espécimen fueron distintas y se muestra en las figuras 3.55 a 3.58 en función a la ductilidad de desplazamiento (μ_Δ) de la columna, donde la ductilidad de desplazamiento se define como la relación entre el desplazamiento máximo ($\Delta_{máx}$) de cada ciclo y el desplazamiento de fluencia (Δ_y).

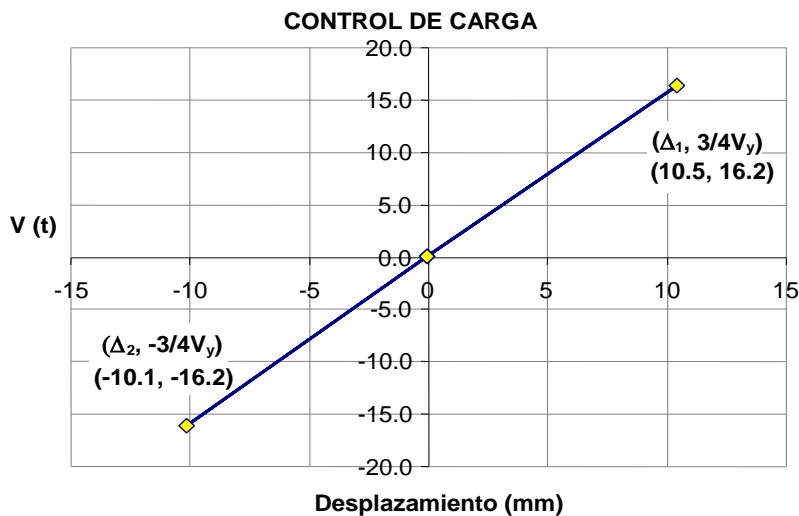


Figura 3.54. Desplazamientos medidos en la columna para $3/4$ del cortante de fluencia

La figura 3.55 muestra la historia de desplazamiento del espécimen 1-A, las amplitudes de los desplazamientos aplicados fueron un ciclo de ductilidad uno, dos ciclos de ductilidad dos, dos ciclos de ductilidad tres, dos ciclos de ductilidad cuatro, dos ciclos de ductilidad cinco y dos ciclos de ductilidad seis.

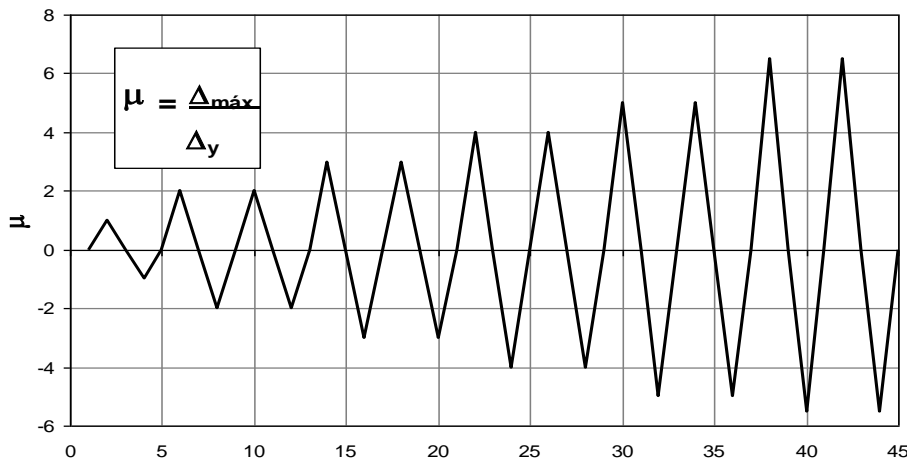


Figura 3.55. Historia de desplazamiento del espécimen 1-A.

La figura 3.56 muestra la historia de desplazamiento empleada en el ensaye del espécimen 1-B. La historia de desplazamiento empleado en el ensaye consiste en un ciclo con ductilidad uno, tres ciclos de ductilidad dos, cuatro y seis, finalmente se emplearon varios ciclos más de ductilidad 6, con lo que se llevó al colapso al espécimen.

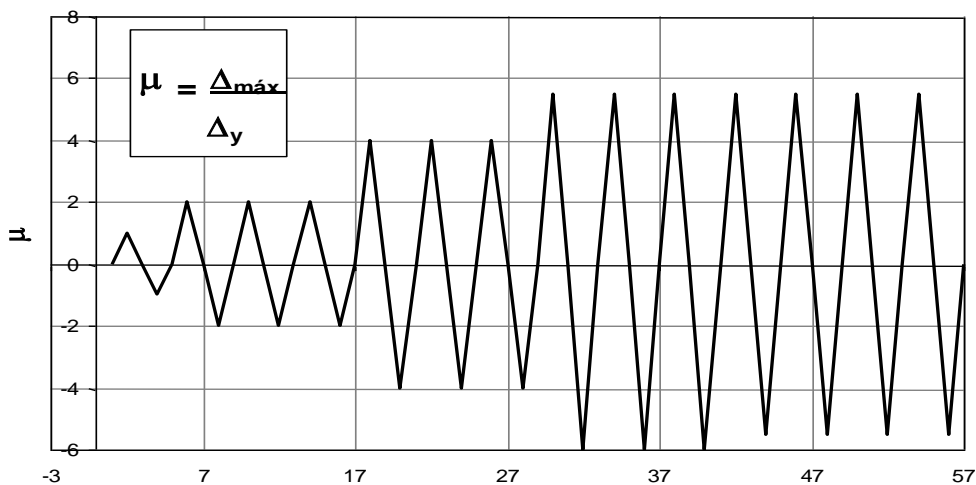


Figura 3.56. Historia de desplazamiento del espécimen 1-B.

La figura 3.57 muestra la historia de desplazamiento para el espécimen 2-A. La historia de desplazamientos para este espécimen consiste en un ciclo de ductilidad uno, dos ciclos de ductilidad dos, dos ciclos de ductilidad tres, dos de ductilidad cuatro, en los ciclos para ductilidades mayores que cuatro el ciclo se hace asimétrico alcanzando ductilidades de -7.5.

Los valores positivos, indican que los actuadores están en compresión, y los negativos en tracción.

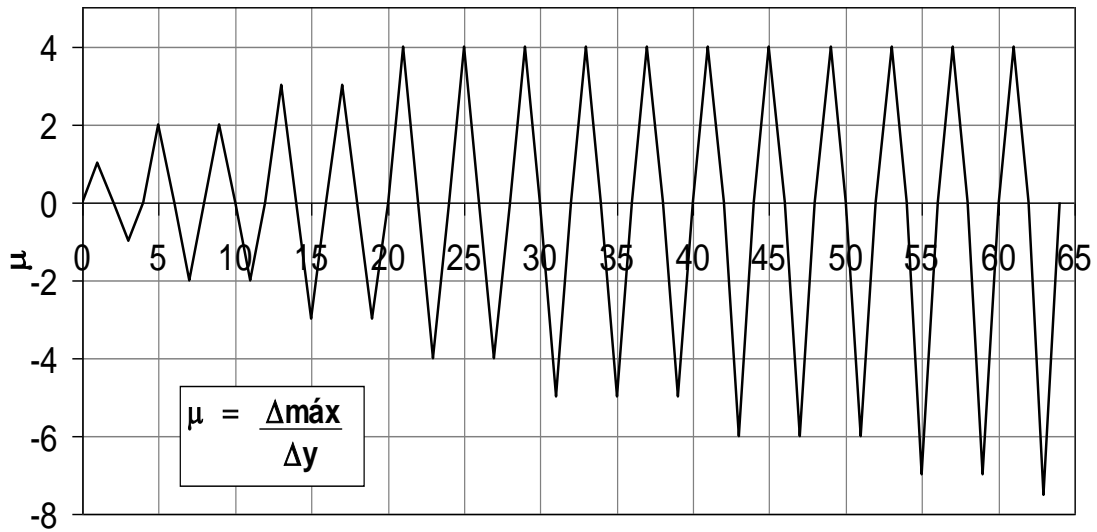


Figura 3.57. Historia de desplazamiento del espécimen 2-A

La figura 3.58 muestra la historia de desplazamiento empleada en el ensaye del espécimen 2-B. La historia de desplazamiento empleado en el ensaye consiste en un ciclo con ductilidad uno, tres ciclos de ductilidad dos, cuatro y seis, finalmente se emplearon varios ciclos más de ductilidad 5.5, con lo que se llevó al colapso al espécimen.

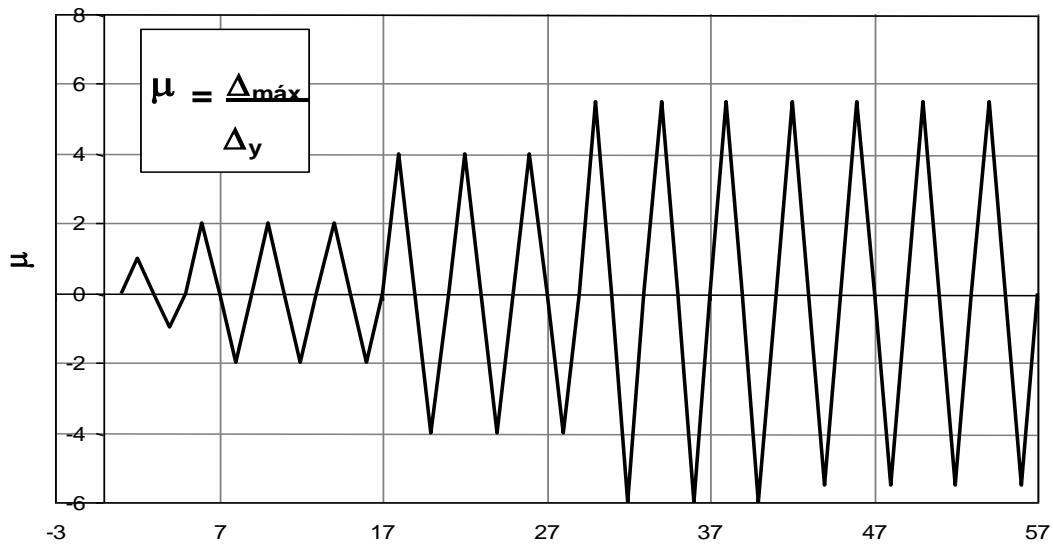


Figura 3.58. Historia de desplazamiento del espécimen 2-B.

3.7.2 Descripción de los ensayos realizados con el espécimen en mesa vibradora

3.7.2.1 Ensaye de vibración ambiental y libre

En la prueba de vibración ambiental se toman datos de las señales de los acelerómetros, se registraron las señales de aceleración ambiental en el espécimen y en la mesa vibradora. A estas señales se les calcula la transformada de Fourier, a cada una de ellas por separado, de donde se obtiene la función de transferencia de la aceleración del espécimen con respecto a la aceleración en la base.

El ensayo de vibración libre consiste en aplicar una fuerza lateral a la estructura, en este caso particular fue el 0.28% del peso de la estructura (50kg). Con el criterio del decremento logarítmico se obtiene un amortiguamiento para el intervalo de comportamiento elástico del espécimen.

3.7.2.2 Ensaye ante sismos

Los ensayos realizados ante sismos en la mesa vibradora fueron de dos tipos, de baja y alta intensidad. En el ensayo con sismo de baja intensidad se observa el comportamiento del espécimen en el intervalo de comportamiento elástico y no se presenta ningún daño visible, se verifica las propiedades dinámicas del espécimen. Para el ensayo con sismo de alta intensidad se observa el comportamiento en el intervalo inelástico del espécimen y se observan algunos daños, fisuras visibles en el espécimen.

3.7.2.3 Sismo baja intensidad

En esta etapa del ensayo se realizó un movimiento con baja intensidad en la mesa vibradora, esta señal representa el 10% de la señal de alta intensidad, en amplitudes. Con los resultados de esta prueba se obtuvieron algunas propiedades dinámicas del espécimen como por ejemplo los periodos de la estructura, el amortiguamiento para los modos de vibración.

El procedimiento de grabación y registro de la prueba consistió en grabar la señal de la mesa vibradora y la de los instrumentos durante un tiempo mayor que la duración de la señal del registro sísmico, de acuerdo con este procedimiento el tiempo de grabación en total fue 117.2s y el de la duración del sismo de 51.4s.

3.7.2.4 Sismo alta intensidad

En esta etapa se realizó la prueba más importante con el espécimen en la mesa vibradora, el cual consistió en excitar la mesa con el 100% del registro de Viveros (México, 1985), donde se pudo observar que la señal medida tiene un valor máximo de aceleración de 1.02g y el máximo valor de aceleración de la señal de entrada fue 0.64g.

El procedimiento de grabación y registro de la prueba fue similar a la seguida para el caso de la señal con baja intensidad, consistió en grabar la señal de la mesa vibradora y la de los instrumentos durante un tiempo mayor que el que dura la señal del registro sísmico, el tiempo de grabación, para este caso, en total fue 115.2s y el de la duración del sismo 51.4s.

3.7.3 Registro sísmico empleado para el estudio en mesa vibradora

El registro empleado para el estudio en mesa vibradora fue el de la estación Viveros del sismo del año 1985, el cual fue escalado por un factor en las ordenadas igual a 10 y un factor para la duración de 0.45, debido a que cumplió con los requisitos para los límites de funcionamiento en aceleración, velocidad y desplazamiento de la mesa vibradora, la figura 3.59 muestra este registro. Se escogió el registro sísmico de la estación de Viveros (México, 1985) por ser más representativo de las condiciones locales de suelo que otros registros estudiados y simulados como el de Sylmar (Northridge, 1994).

Uno de los objetivos con la señal para la mesa vibradora fue el de lograr daño visible en el modelo de la mesa vibradora, de manera que sea posible observar, además del daño, el comportamiento de la zona de conexión entre la cimentación y columna del espécimen.

El registro sísmico de la estación de Viveros del año 1985 que se empleó tenía una duración de 51.4s, y con la el factor de escala en las ordenadas de 10 el registro alcanzó una aceleración máxima de 0.64g, este factor fue empleado para lograr daño en el espécimen y además que la señal obtenida tiene un espectro de respuesta elástico semejante al de un suelo de transición de la ciudad de México. Otra ventaja de emplear esta señal fue que cumplía con las condiciones necesarias para poder ser reproducida en la mesa vibradora, debido a que la señal del registro sísmico que se empleó está dentro de las limitaciones de aceleración, velocidad y desplazamiento máximos que tiene la mesa vibradora. La figura 3.59 se muestra el registro empleado, a este registro sísmico le llamaremos registro de alta intensidad objetivo.

Para escalar el tiempo en el registro sísmico se empleó la ecuación 3.16, la cual se relaciona la duración del modelo (t_M) y la duración del prototipo (t_p) con el factor de escala (n igual a 5), el factor calculado (t_M / t_p) fue igual a 0.447. La duración del registro prototipo fue de 115s, para obtener la duración del registro del espécimen se multiplicó por el factor de escala y se obtuvo una duración de 51.4s.

$$\frac{t_M}{t_p} = \frac{1}{\sqrt{n}} \quad (3.16)$$

La figura 3.59 se muestra el registro de aceleración, donde la aceleración máxima (PGA) del registro sísmico fue 0.64g, lo cual ocurre a los 15.5segundos de iniciado el registro.

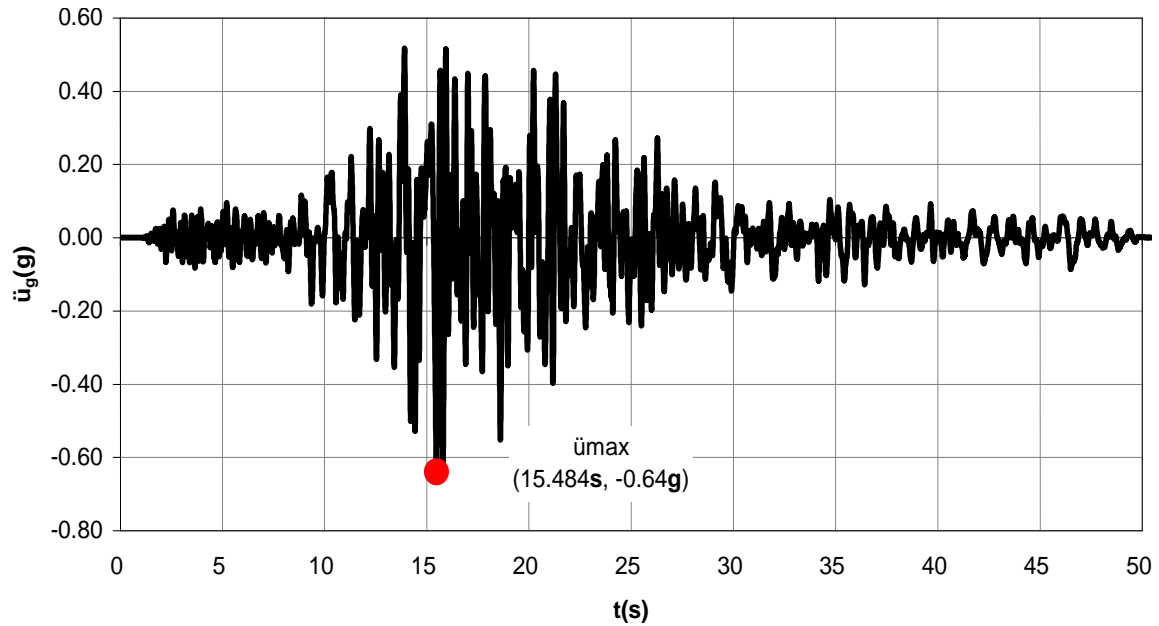


Figura 3.59. Registro de aceleración objetiva

El registro de velocidad del registro sísmico se muestra en la figura 3.60, donde la velocidad máxima (*PGV*) del registro fue 66.64 cm/s y se produjo a los 14 segundos de iniciado el registro.

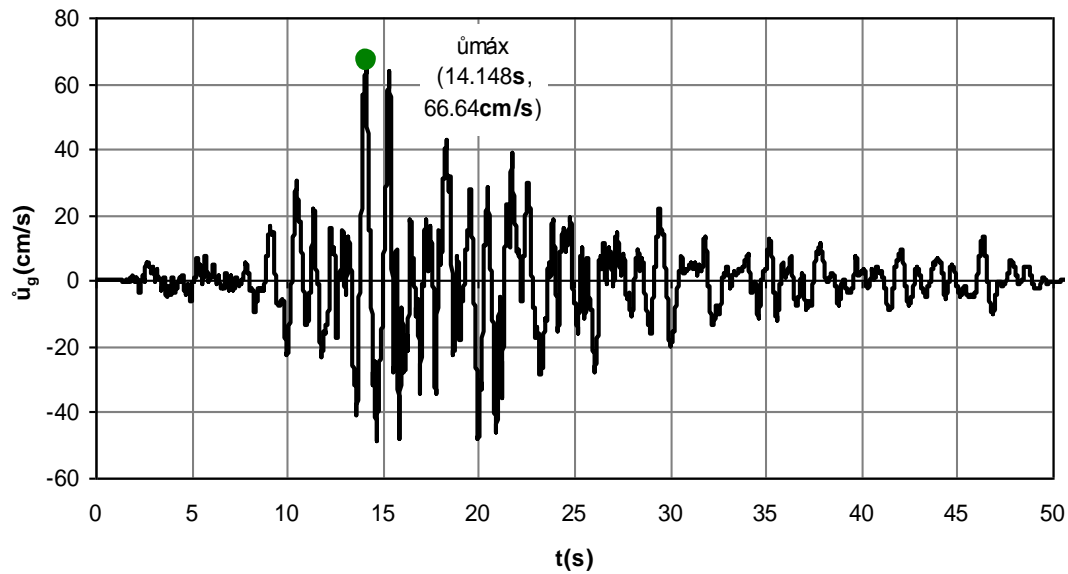


Figura 3.60. Registro de velocidad

El registro de desplazamiento del registro sísmico se muestra en la figura 3.61, donde el desplazamiento máximo (*PGD*) del registro es 13.5 cm, en 21.3 segundos.

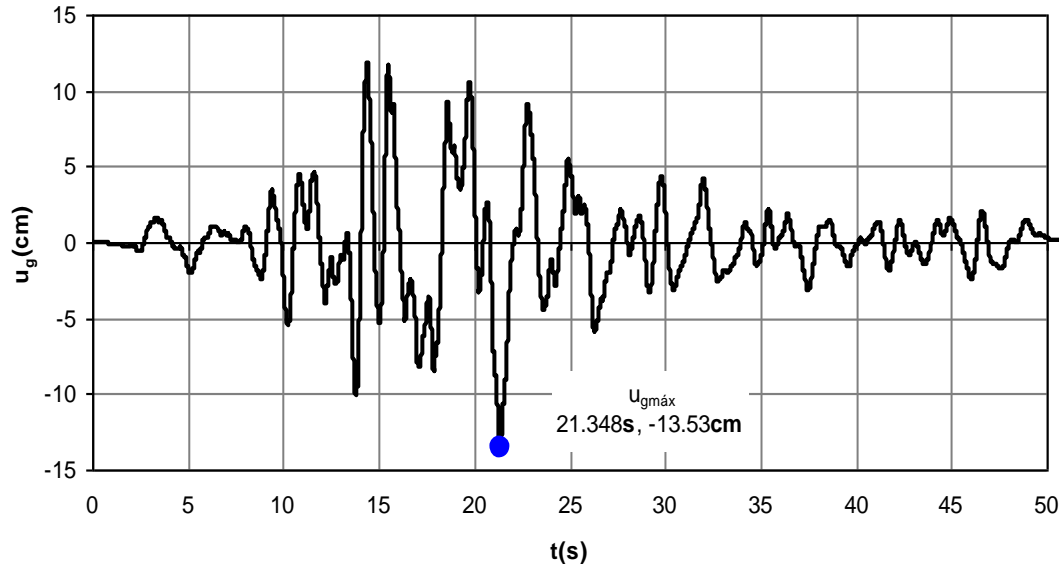


Figura 3.61. Registro de desplazamiento

Uno de los criterios para seleccionar la señal a emplear para esta investigación consistió en considerar la capacidad de la mesa vibradora de simular la señal, según los límites de funcionamiento de la mesa vibradora, otros registros que fueron evaluados excedían alguno de los parámetros admisibles en la mesa (aceleración, velocidad, desplazamiento), el registro se escogió para esta investigación está dentro de los límites de los parámetros de funcionamiento de la mesa vibradora.

Los valores máximos del registro de aceleración, velocidad y desplazamiento se graficaron en un diagrama trilogarítmico para determinar si la mesa vibradora era capaz de reproducir dicha señal dentro de los límites operativos de la mesa vibradora. La figura 3.62 muestra con líneas punteadas las zonas de máximo desplazamiento, velocidad y aceleración correspondientes al registro de aceleración empleado para el ensaye. Estas líneas punteadas caen dentro de las líneas continuas, lo que quiere decir que es posible simular la señal del registro sísmico escogido para esta investigación.

Los límites de funcionamiento teórico para la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM están en función de valores de máximos de desplazamiento, velocidad y aceleración, el valor máximo de desplazamiento de la mesa es 0.15m, una velocidad máxima de 1 m/s sin peso, y de 0.5m/s cuando sobre la mesa hay un peso de 20t como máximo. La aceleración máxima que puede producir la mesa con 20t es de 1g, cuando la mesa esta sin peso la aceleración máxima que puede alcanzar es de 3g.

El desplazamiento máximo del registro escogido fue 0.135m que es menor que 0.15m, la máxima velocidad del registro es de 0.67m/s menor que 1m/s y la máxima aceleración del registro es 0.64g menor que 1g, de acuerdo con estas comparaciones la señal escogida cumplió con los requisitos de funcionamiento de la mesa vibradora, considerando que el espécimen y el sistema de instrumentación pesan aproximadamente 19t.

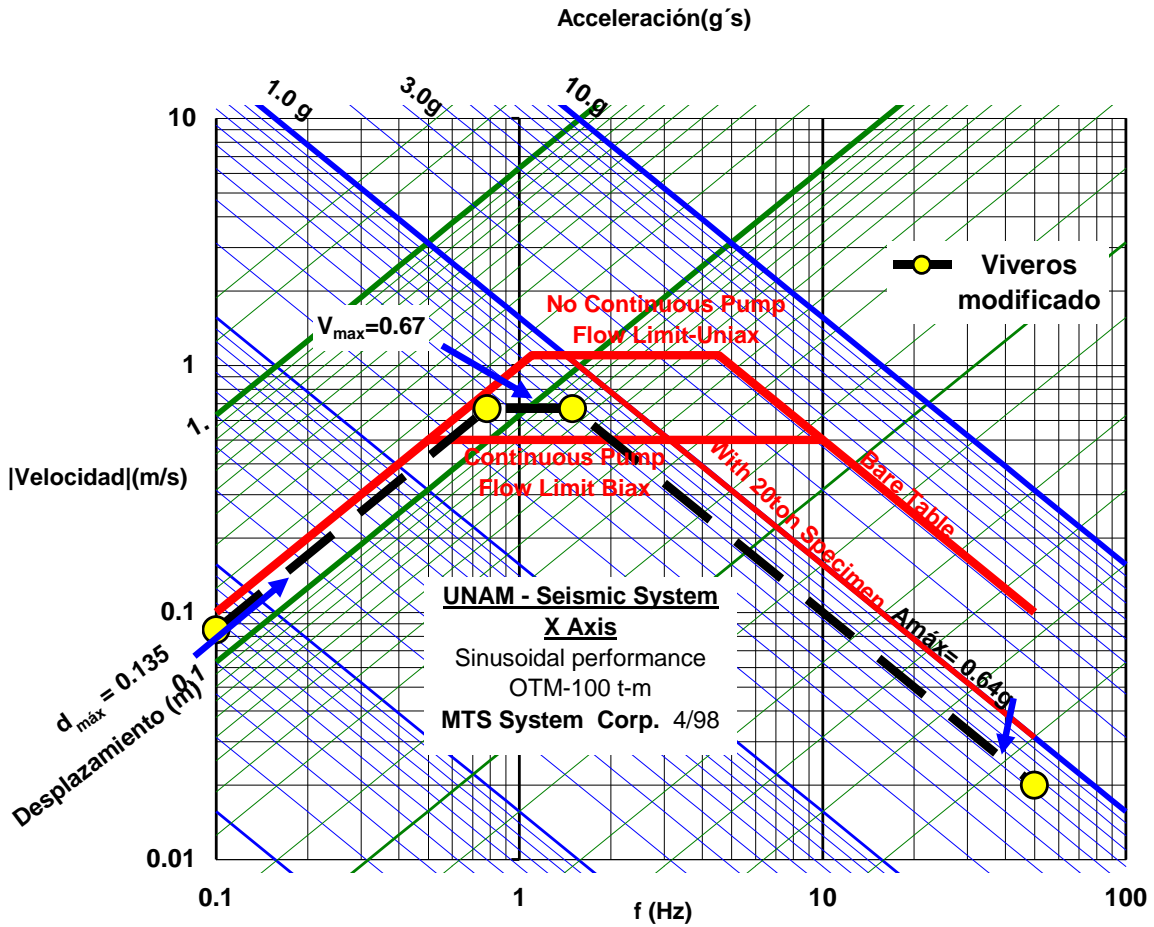


Figura 3.62 Diagrama trilogarítmico de valores máximos del registro sísmico

La figura 3.63 muestra superpuestos los registros de aceleración de entrada o registro objetivo y el registro medido en la mesa vibradora. Con línea oscura se indican el registro de entrada y en línea clara se muestra el registro medido en la mesa vibradora. Se puede observar que la señal objetivo y la señal medida son semejantes, sin embargo, la señal medida tiene un máximo de 1.02g a los 15.51s y el máximo valor de aceleración del registro de entrada ocurre a los 15.48s y es igual a 0.64g, este máximo se debió a los ruidos que introduce la mesa vibradora en altas frecuencias. Para frecuencias mayores que 15Hz la mesa vibradora distorsiona de manera apreciable la señal del registro, como se explica más adelante.

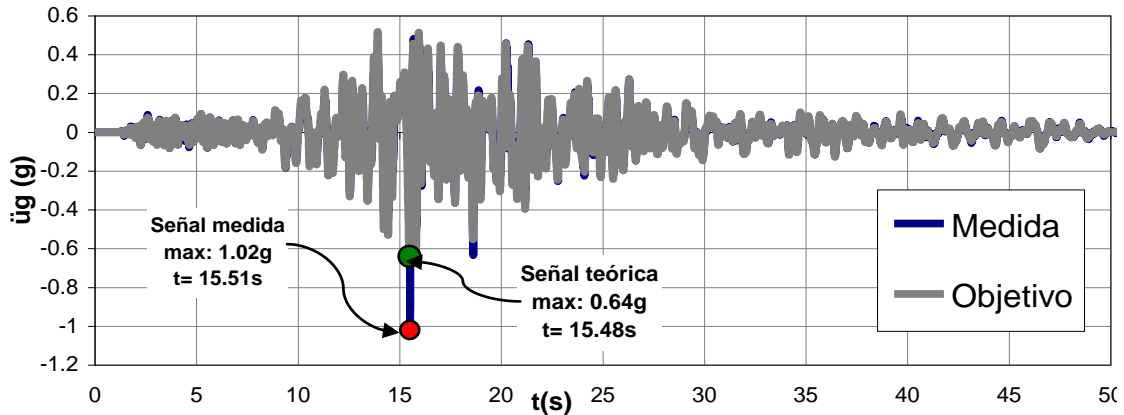


Figura 3.63. Registros de aceleración alta intensidad

Para analizar la calidad de la señal medida con respecto a la señal objetivo, se calculó la función de transferencia del registro medido con respecto a la señal de entrada. Para obtener la función de transferencia se debe calcular previamente las transformadas de Fourier de cada señal y luego dividir los valores de la señal medida entre la señal objetivo. En la figura 3.64 se muestra la gráfica de la función de transferencia de la señal, los valores de la ordenada de la función de transferencia es adimensional, el eje de abscisas representa el intervalo de las frecuencias en hertz. En la figura 3.64, se puede observar que la función de transferencia es cerca a la unidad entre 0.1Hz y 11Hz, las ampliificaciones son apreciables desde los 15Hz.

La frecuencia fundamental del espécimen fue 1.5Hz, se observa en la figura 3.64 que no hay distorsión apreciable en la señal del registro sísmico para esta frecuencia.

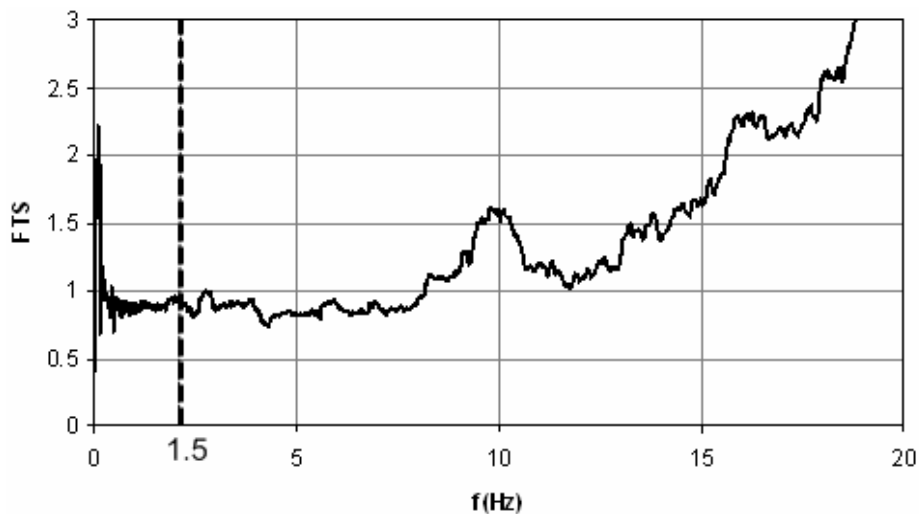


Figura 3.64. Función de transferencia de la señal de aceleración de alta intensidad

Los espectros de respuesta de la señal objetivo y de la señal medida, para la señal de alta intensidad, se muestran en la figura 3.65, donde se observa la similitud entre ambos espectros para el intervalo de periodos de interés mayor que 0.1s, que es donde los periodos de vibración del espécimen se encuentran, los cuales son dos y valen 0.7s y 0.1s, por consiguiente es aceptable la señal medida en la mesa vibradora. Se puede observar que para frecuencias mayores que 12 Hz (periodos menores que 0.1s), se introducen ruidos de alta frecuencia, la presencia de estos ruidos no causó que la mesa vibradora se detenga por acción del sistema de seguridad, que fija un límite de aceleración máxima, este límite de paro de la mesa vibradora se fijó en 2g durante este ensaye.

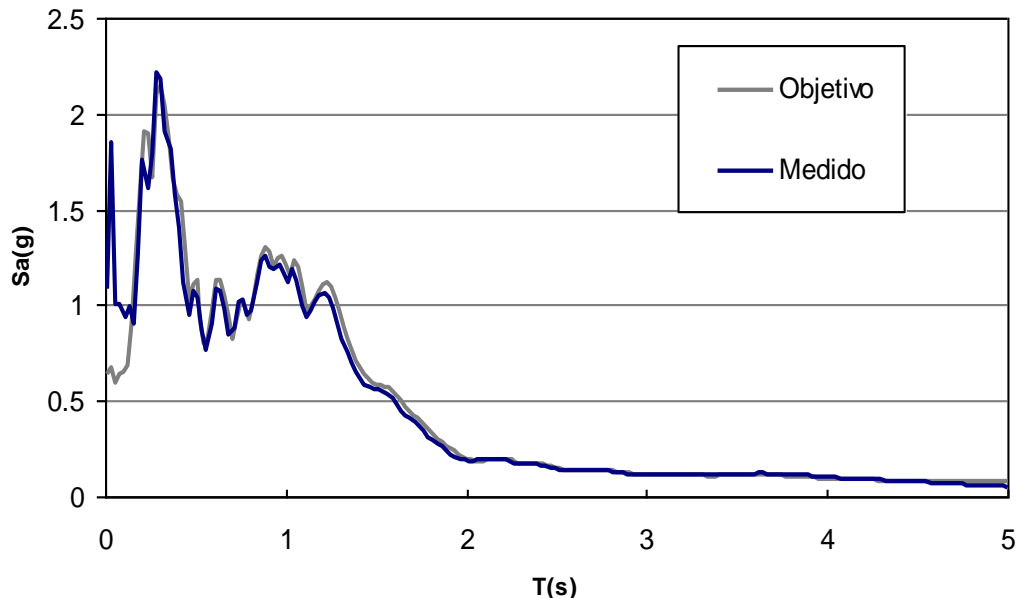


Figura 3.65. Espectros de respuesta para señal de alta intensidad del registro de Viveros escalado diez veces (México, 1985), $\zeta = 5\%$

La demanda sísmica que corresponde al registro escalado de la estación de Viveros (México, 1985), sólo produjeron una demanda de ductilidad entre 2 y 3 (ver figura 3.66), el valor del amortiguamiento supuesto fue de 2%. Otra representación de la demanda de ductilidades en función de la aceleración espectral y la distorsión se muestra en la figura 3.67, para el registro de viveros modificado.

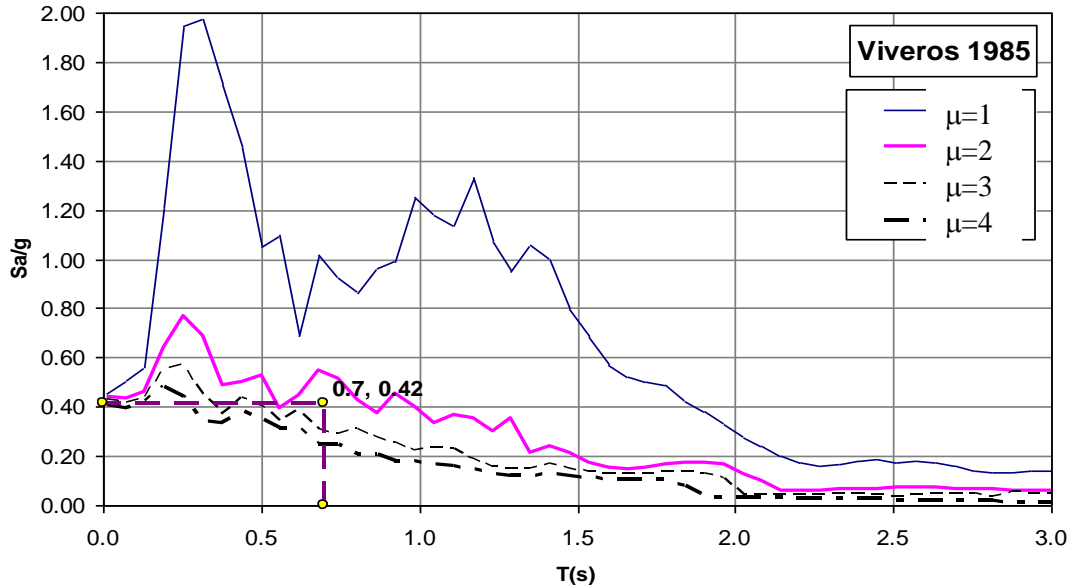


Figura 3.66. Espectro de aceleración para distintas demandas de ductilidad del registro escalado de viveros (México, 1985)

El espectro de demanda de aceleración versus la distorsión, para el sismo de viveros modificado, fue superpuesto a la curva de capacidad de histéresis del modelo, según se muestra en la figura 3.67, en donde se puede observar que el punto, con coordenada (0.018,0.42), representa el punto de fluencia. Este punto está entre las curvas de demanda de ductilidad de 2 y 3.

La razón por el que se seleccionó el registro de Viveros para el ensaye en mesa vibradora fue que es una señal que corresponde a las condiciones locales sísmicas de la ciudad de México, donde existen estructuras prefabricadas de puentes urbanos con las características del espécimen en estudio.

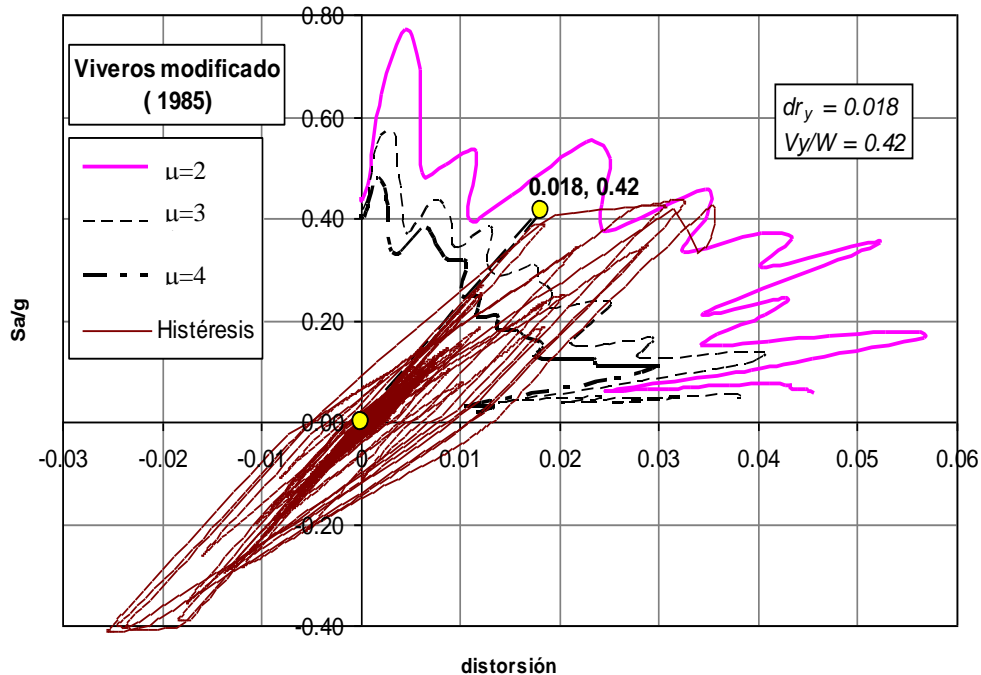


Figura 3.67. Espectro de demandas de ductilidad para el registro escalado de Viveros (México, 1985)

3.7.4 Otros registro sísmico estudiados

Se realizaron análisis dinámicos con otros registros sísmicos, para lograr producir daño en el espécimen. Fue empleado el registro de la estación Sylmar (ver figura 3.68), del terremoto ocurrido en Northridge el 17 de enero de 1994.

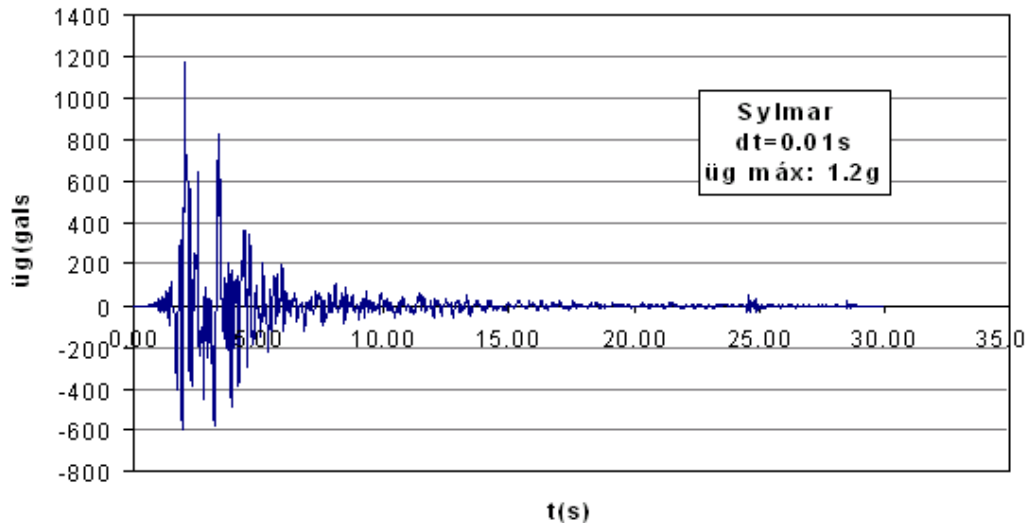


Figura 3.68. Acelerograma del sismo de Sylmar (Northridge, 1994)

El registros de aceleraciones de Sylmar modificado produce demanda de ductilidad cercana a 3 (ver figura 3.69), para amortiguamientos de 2%. Una desventaja de emplear este registro para el ensaye del espécimen en la mesa del II-UNAM, es que la aceleración máxima de este registro está cercana a la máxima aceleración que puede producir la mesa con un peso de 20t, el espécimen para el ensaye en mesa vibradora pesó aproximadamente 17.8t. Una representación de la demanda de ductilidades en función de la aceleración espectral y la distorsión es mostrada por la figura 3.70, para el registro de Sylmar modificado.

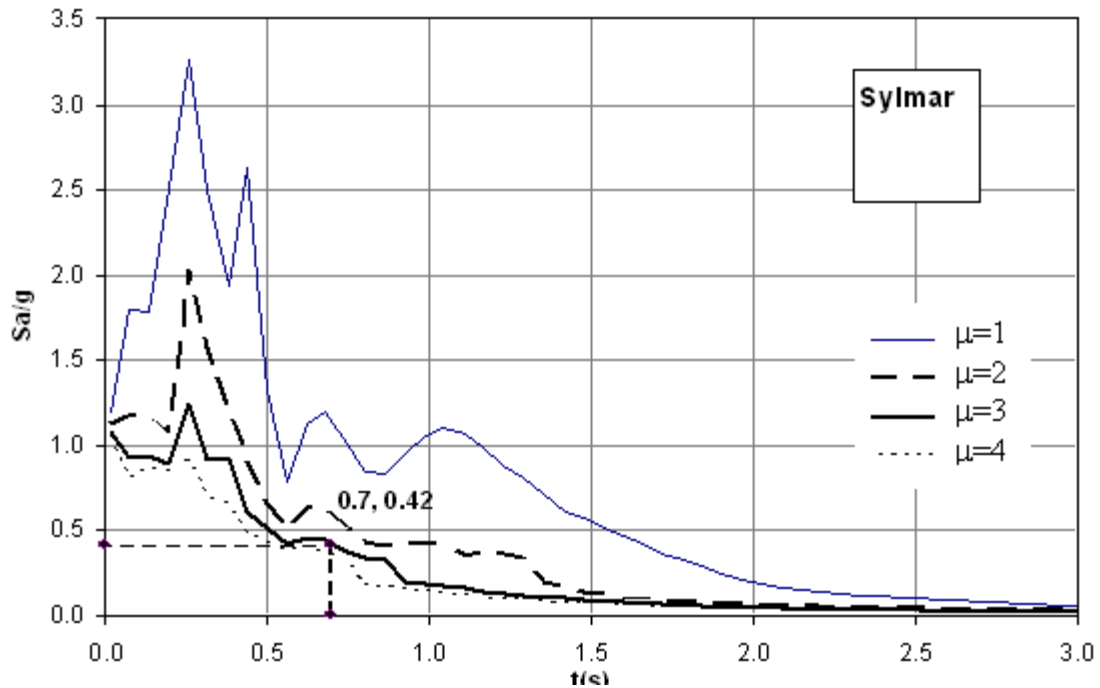


Figura 3.69. Espectro de aceleración para distintas demandas de ductilidad del registro de Sylmar(Norridge, 1994)

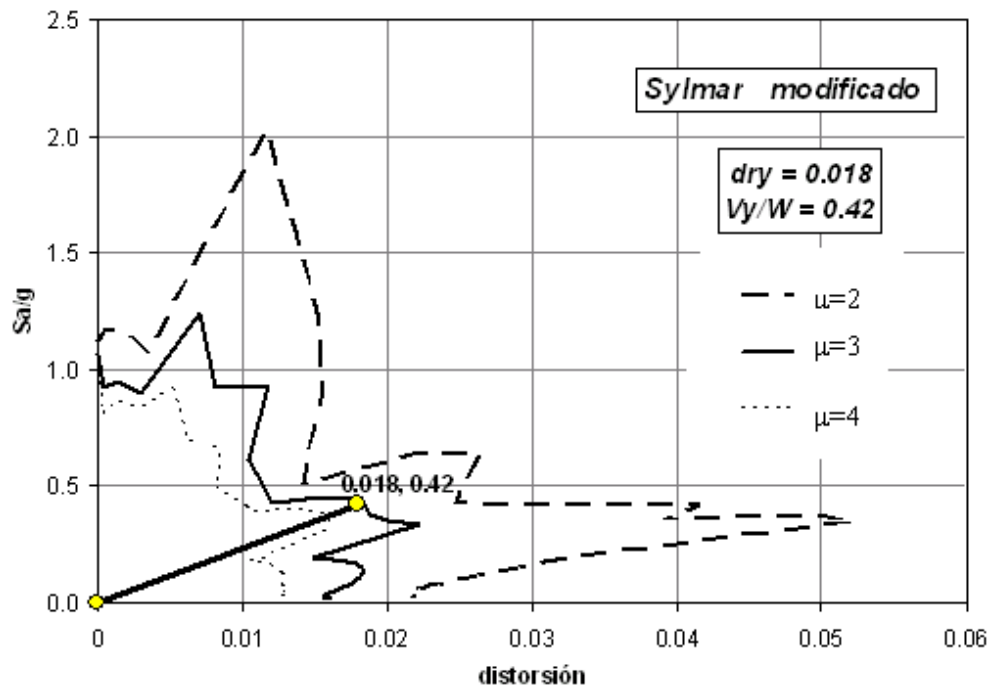


Figura 3.70. Espectro de demandas de ductilidad para el registro modificado de Sylmar (Norridge, 1994)

Por otro lado se realizó simulación sísmica de señales con el programa SYMQKE (Carr, 2003), con el cual se obtuvieron espectros de aceleración, para estos registros, los cuales se compararon al espectro de la norma NTCS-2004 del cuerpo general. La figura 3.71 muestra con línea continua el espectro del cuerpo general y con líneas discontinuas los espectros obtenidos con la simulación.

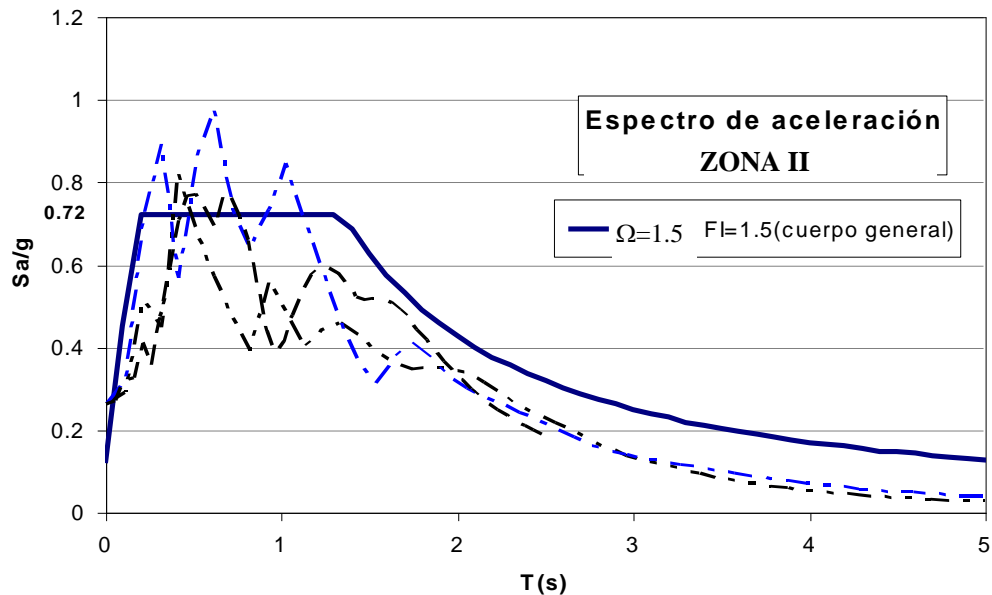


Figura 3.71 Espectro de aceleración para otros registros simulados

Los registros simulados obtenidos excedían los límites operativos de la mesa vibradora, los registros de desplazamientos obtenidos superaron la capacidad de desplazamiento en la mesa de 15cm, por consiguiente estos registros simulados no fueron utilizados en el ensaye de la mesa vibradora, las aplicaciones de estas señales simuladas fueron principalmente para obtener resultados teóricos previos al ensaye.

CAPITULO 4. RESULTADOS EXPERIMENTALES OBTENIDOS

4.1 RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS ENSAYES REALIZADOS EN MURO DE REACCIÓN PARA LOS ESPECÍMENES 1-A, 1-B, 2-A, 2-B

Se ensayó en muro de reacción cuatro especímenes representativos a escala 1/2.5 de una columna de puente prototipo, aplicando cargas laterales cíclicas reversibles. La figura 4.1 muestra las curvas cortante-distorsión obtenidas experimentalmente para todos los especímenes. El cortante calculado con base en datos experimentales se definió en el capítulo 3., como el cociente del momento actuante en la base de la columna M y la altura total equivalente ht igual a 5.6m. La distorsión se define para este ensaye como el cociente del desplazamiento Δ del extremo de la columna entre la altura h del espécimen igual a 1.6m.

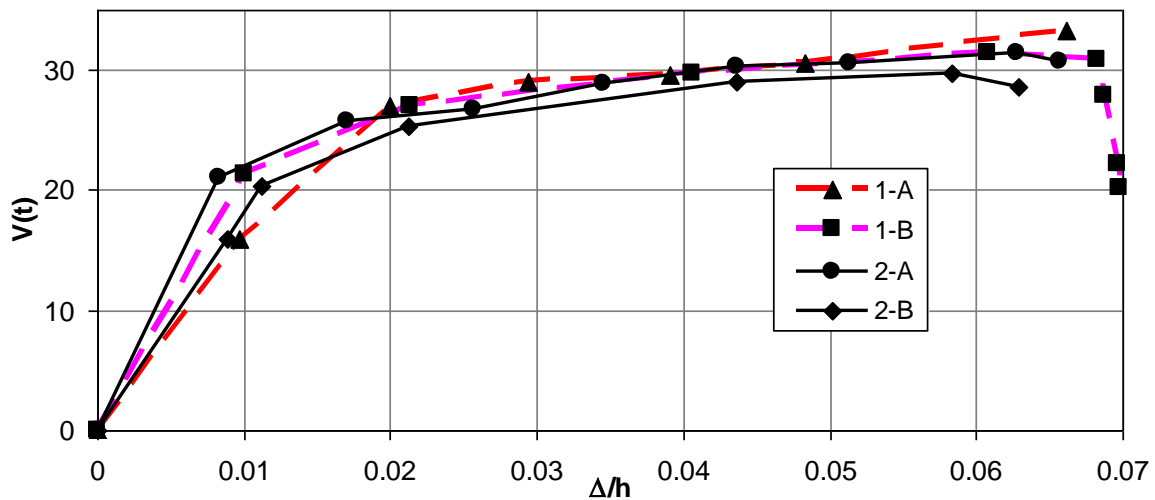


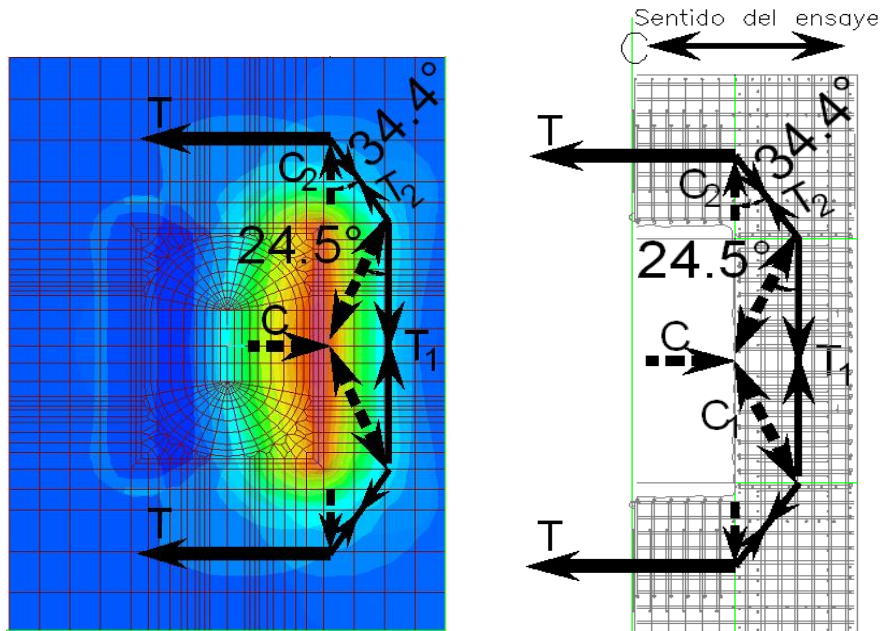
Figura 4. 2. Diagrama cortante-distorsión experimental de cada espécimen

La tabla 4.1 muestra los valores máximos del cortante en la columna y de la distorsión máxima. El promedio de estas fuerzas cortantes máximas es 31.5t.

Tabla 4.1. Resultados cortante y distorsión máxima en cada espécimen ensayado

ESPÉCIMEN	1-A	1-B	2-A	2-B
$V_{\text{máx}} (t)$	33.3	31.4	31.4	29.8
$dr_{\text{máx}}$	0.066	0.070	0.066	0.063

La fuerza de compresión C en la cimentación, según muestra la figura 4.2, fue igual a 85t y la tensión T de 42.5t, que corresponde a la fuerza cortante máxima experimental promedio en la columna (31.5 t). Con base en estas fuerzas se trazó un modelo de puntal y tirante para representar las fuerzas internas en las paredes del candelero. Para obtener la configuración del modelo de puntal- tirante se siguió aproximadamente la trayectoria de los esfuerzos principales obtenido de un modelo de elementos finitos. La figura 4.2 muestra la superposición entre los esfuerzos principales y el modelo de puntal- tirante, en la cara superior de la cimentación.



(a) Esfuerzos principales en la cimentación (b) Fuerzas en cimentación
Figura 4. 3. Vista en planta de la distribución de esfuerzos y fuerzas en cimentación

A continuación se describen las fuerzas y valores empleados para evaluar la fuerza de compresión en el candelero según las distintas recomendaciones existentes.

De acuerdo con las recomendaciones AIJ, la fuerza cortante en la base de la columna es representada por la variable V en la ecuación 2.1, según muestra la figura 2.4, donde M_u es igual a 75t-m, d igual a 1.0m, dt igual a 0.1m, para C igual a 85 t se obtiene un valor para V igual a 13.4t. De forma similar se procede con las recomendaciones DIN1045, con C igual a 85t, ($Mst + \Delta Mst$) es igual a 81.2 t-m, t igual a 1m, con estos valores se obtiene V igual a 14.5t, de acuerdo con la ec. 2.2. De manera similar en la ec. 2.3, con estos valores se obtiene V igual a 8.8t.

Para la recomendación de Osanai et al. (1996), en la ecuación 2.4, la fuerza cortante en la columna (V), igual a 16.7t, en esta ecuación L_0 es igual a 0.9m, L_3 igual a 0.3m, D igual a 0.6m, e_c igual a 0.27m, y_1 igual a 0.1m, α igual a 9.3, N igual a 12t.

En esta investigación se emplea la variable “ V ” (ec. 2.5), para representar a la fuerza cortante en la columna. El valor empleado en la ecuación 2.5 para el coeficiente de fricción (μ) fue igual a 1, para el coeficiente de Poisson (ν) se empleó 0.25. Suponiendo que los esfuerzos en las paredes del candelero tiene una distribución triangular en la mitad superior del candelero y para los valores de los coeficientes α_1 , α_2 y α_3 igual a 1/6. El valor de H fue igual a 1m, D igual a 0.6m, b igual a 0.88m, fr igual a 67t, para C_s igual a 85t se calculó el valor para V igual a 24t.

Los valores obtenidos de fuerza cortante representados en la figura 4.3, muestran que la recomendación DIN1045G es la más conservadora, esto se debe que al no considerar ninguna fuerza de fricción en las paredes de la cimentación se concentran las fuerzas internas en el borde superior de la cimentación, la resistencia obtenida por esta recomendación es el 28% de la resistencia obtenida experimentalmente.

La recomendación AIJ, es similar de conservadora que la DIN1045 G. Las recomendaciones más cercanas a la experimental fueron las de DIN1045R (46%) y la de Osanai et al. (53%). Las recomendaciones de la DIN1045R, son equivalentes a considerar un coeficiente de fricción de 0.5 en la ecuación de Osanai et al. (1996).

La ecuación propuesta (ec. 2.5) es la que se acerca más al valor obtenido experimentalmente, el cual representa el 76% del experimental.

Se compararon los resultados obtenidos en esta investigación con resultados de emplear las recomendaciones de reglamentos de diseño tales como AIJ, DIN1045 y las de Osanai et al (1996), dadas por las ecuaciones 2.1, 2.2, 2.3, 2.4 y 2.5. La ec. 2.5 es la propuesta en esta investigación.

Los resultados se muestran en la figura 4.3 y corresponden a la fuerza cortante que actúa en la columna. La fuerza obtenida experimentalmente se compara con los resultados de las recomendaciones mencionadas y la propuesta en esta investigación.

Los valores de fuerza cortante indicados en la figura 4.3, representan a la fuerza “P” que se muestra en la figura 2.3

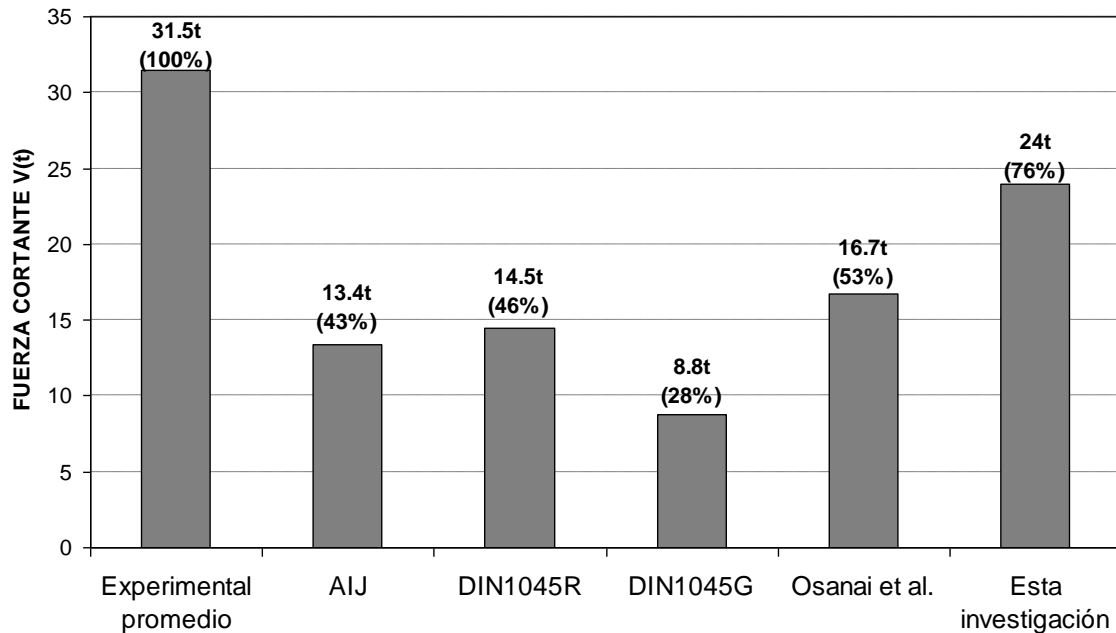


Figura 4.4. Comparación de la fuerza cortante en la base de la columna

4.1.1 Respuesta histerética experimental con carga cíclica reversible

A continuación se presenta los resultados obtenidos experimentalmente para los especímenes ensayados en muro de reacción con cargas pseudo estáticas cíclicas reversibles, los resultados que se muestran son diagramas de momento versus curvatura y el cortante versus distorsión, además de los registros fotográficos de los daños observados en los especímenes.

La figura 4.4 muestra el diagrama momento-curvatura experimental para los ciclos de control en carga y desplazamiento del espécimen 1-A, la curvatura de fluencia fue $6.4 \times 10^{-6} \text{ mm}^{-1}$ y la curvatura máxima que se observó fue aproximadamente $6.1 \times 10^{-5} \text{ mm}^{-1}$, de donde se obtiene una ductilidad de curvatura igual a 9.5. Los especímenes que fueron ensayados mostraron una gran capacidad de deformación inelástica, los ciclos de histéresis que muestran las figuras a continuación corroboran esta característica.

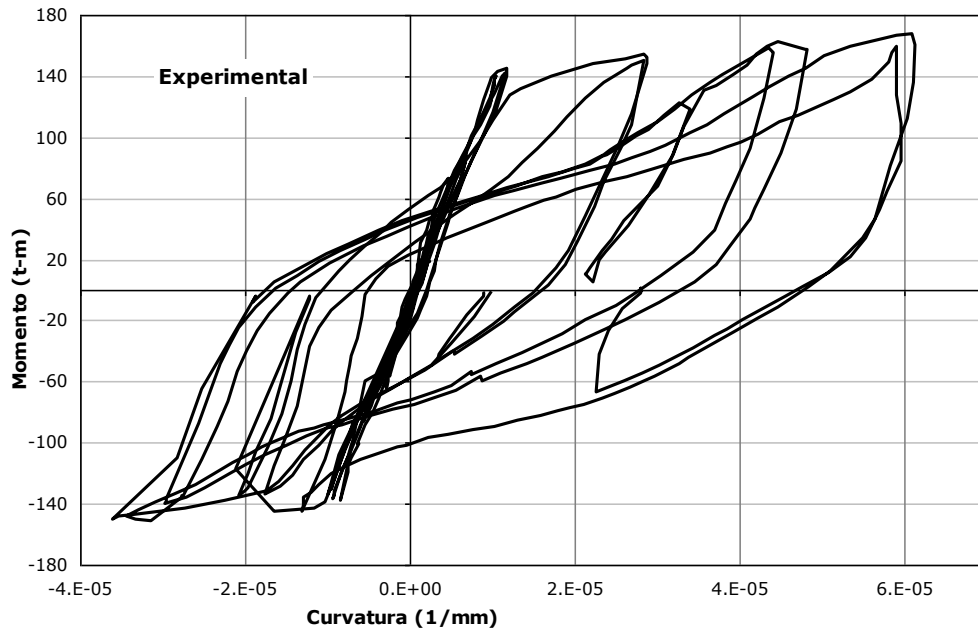


Figura 4.5. Curva de ciclos histeréticos momento vs. curvatura de la base de la columna, obtenida experimentalmente del espécimen 1-A

Las figuras 4.5 y 4.6 muestran los ciclos de histéresis para la fuerza cortante y el momento flexionante, respectivamente. La figura 4.5 muestra la fuerza cortante máxima que alcanzó el espécimen 1-A y fue igual a 33.3t, la distorsión máxima fue mayor que 0.06.

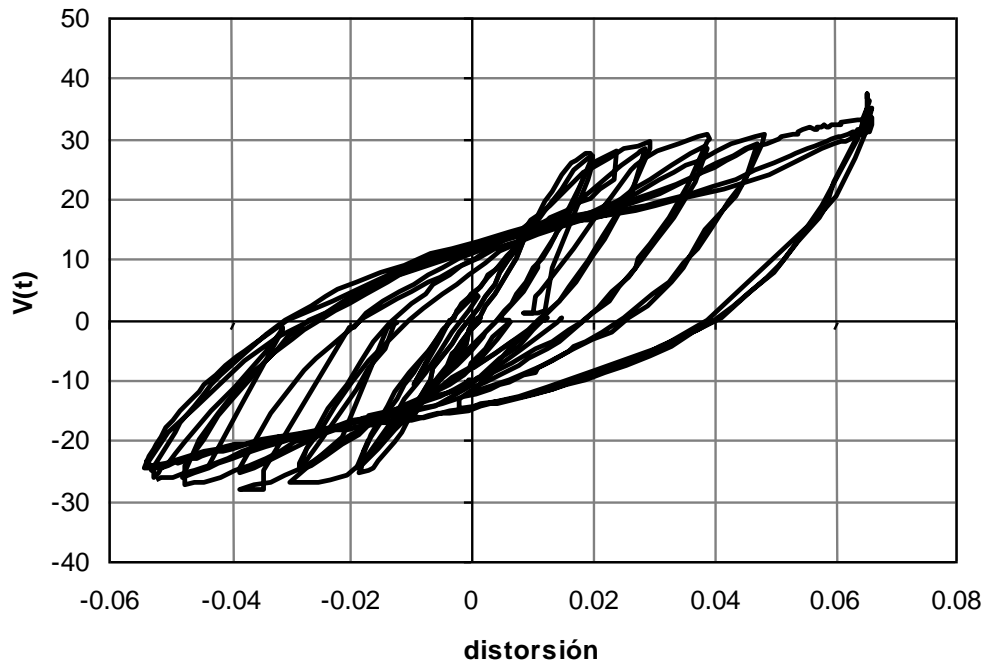


Figura 4.6. Curva de ciclos histerético cortante vs. distorsión de la columna, obtenida experimentalmente del espécimen 1-A.

La figura 4.6 muestra que el momento flexionante máximo fue aproximadamente igual a 170 t-m para los momentos flexionantes positivos y aproximadamente 150 t-m para el negativo.

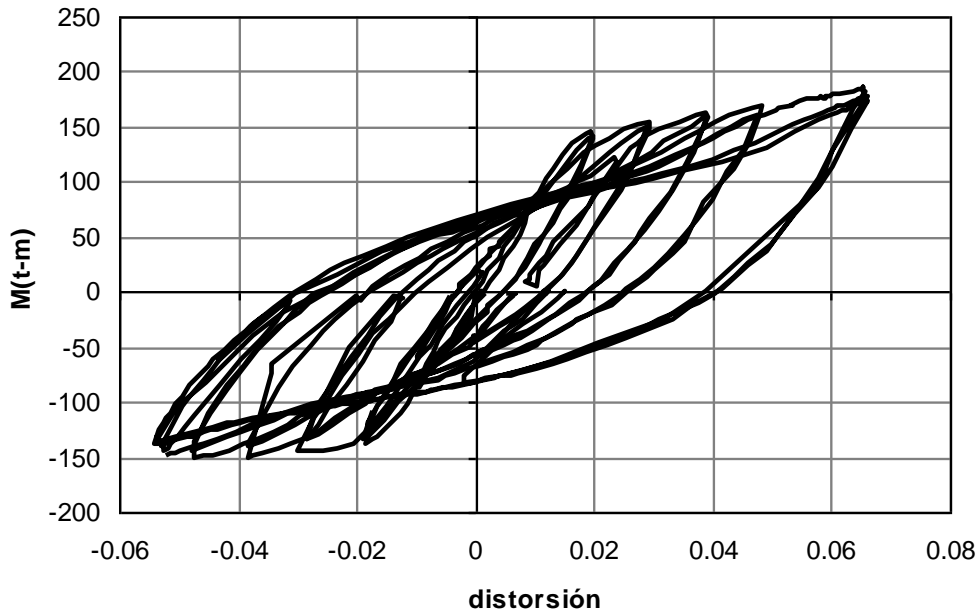


Figura 4.7. Curva de ciclos histeréticos momento vs. distorsión de la columna, obtenida experimentalmente del espécimen 1-A.

La figura 4.7 muestra el diagrama momento-curvatura para los ciclos de control en carga y desplazamiento del espécimen 1-B, la curvatura de fluencia fue $6.4 \times 10^{-6} \text{ mm}^{-1}$ y máxima que se observó fue aproximadamente $7.7 \times 10^{-5} \text{ mm}^{-1}$, la ductilidad de curvatura que se obtiene es 12.

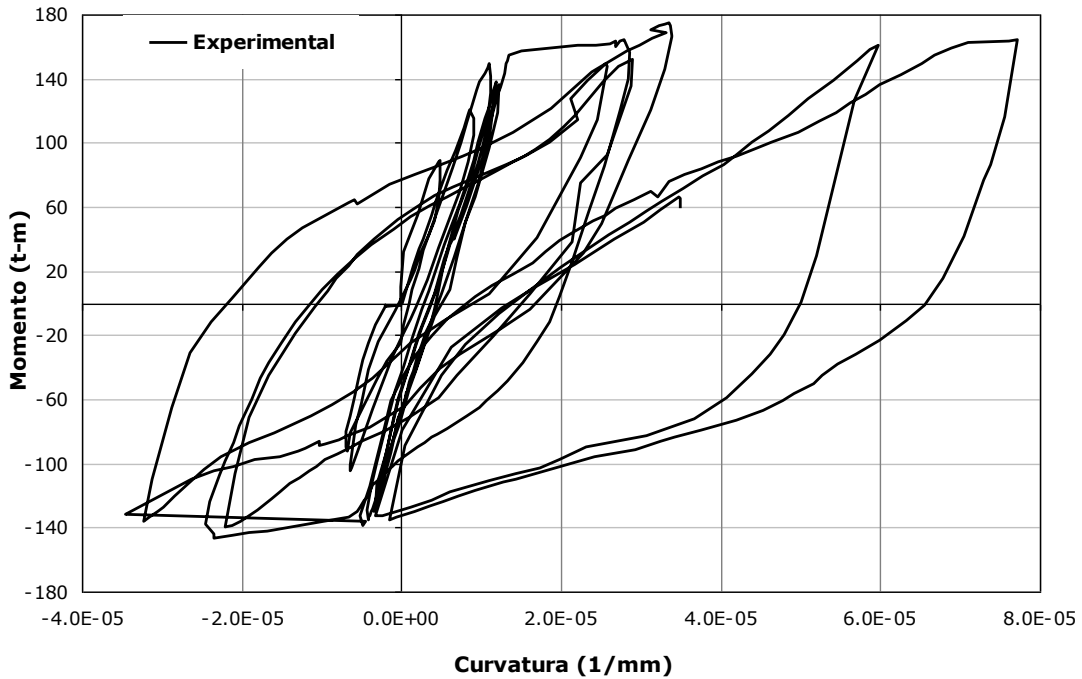


Figura 4.8. Curva de ciclos histeréticos momento vs. curvatura de la base de la columna, obtenida experimentalmente del espécimen 1-B

Las figuras 4.8 y 4.9, muestran los ciclos de histéresis para la fuerza cortante y el momento flexionante respectivamente. En la figura 4.8 se puede observar que la fuerza cortante máxima que alcanzó el espécimen 1-B, fue aproximadamente igual a 31t y la distorsión máxima igual a 0.07.

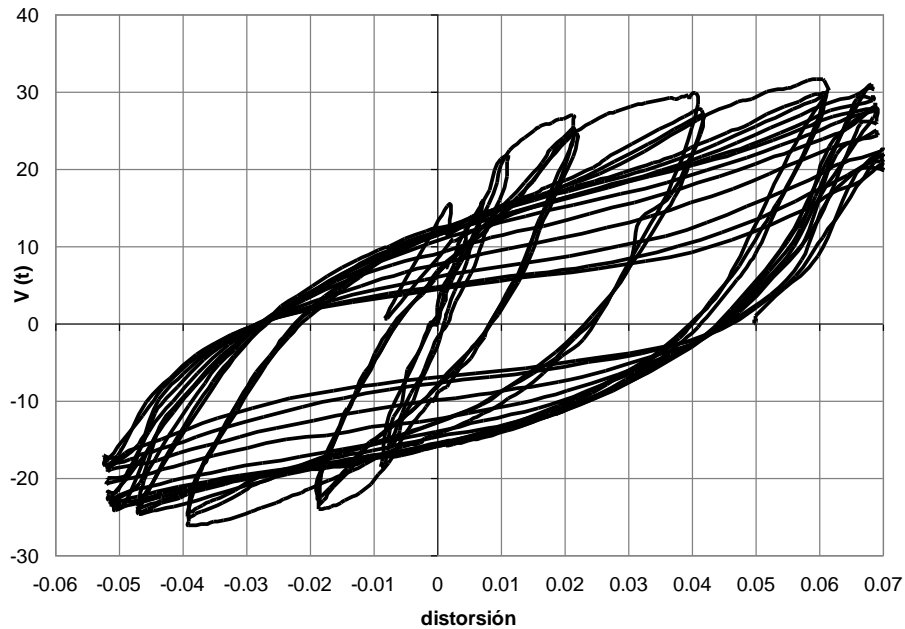


Figura 4.9. Curva de ciclos histéreticos cortante vs. distorsión de la columna, obtenida experimentalmente del espécimen 1-B.

El momento flexionante máximo fue aproximadamente igual a 175 t-m para los valores positivos y para los negativos 150t-m, en la figura 4.9 se muestra la curva de histéresis del momento flexionante-distorsión, se puede observar que hay una disminución de la resistencia a flexión para distorsiones mayores 0.06, debido a que se repiten los ciclos de carga y recarga.

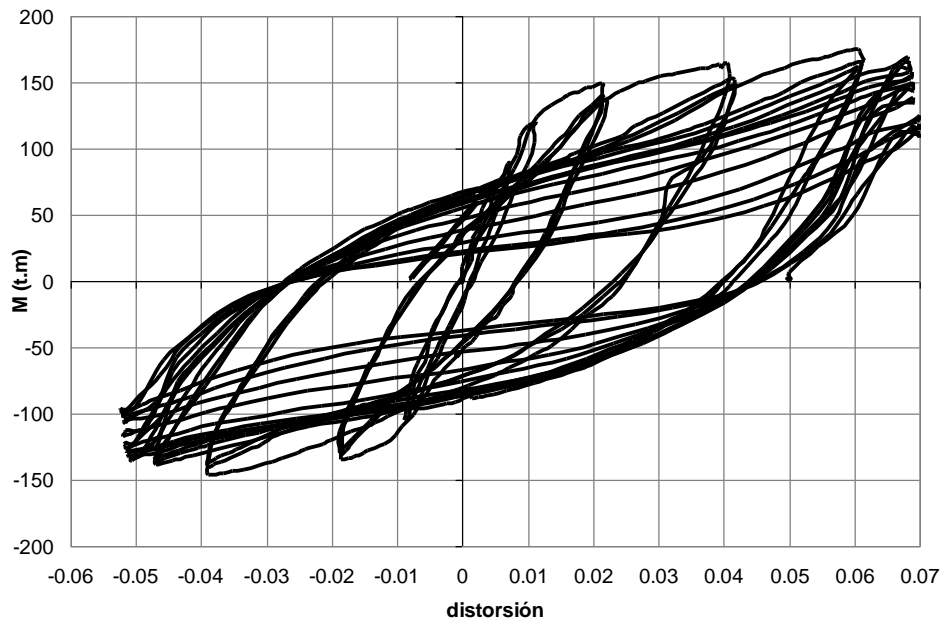


Figura 4.10. Curva de ciclos histéreticos momento vs. distorsión de la columna, obtenida experimentalmente del espécimen 1-B

La figura 4.10 muestra el diagrama momento-curvatura para los ciclos de control en carga y desplazamiento del espécimen 2-A, la curvatura máxima que se observó fue aproximadamente $5 \times 10^{-5} \text{ mm}^{-1}$, para una curvatura de fluencia de $6.4 \times 10^{-6} \text{ mm}^{-1}$, la ductilidad de curvatura igual a 8.

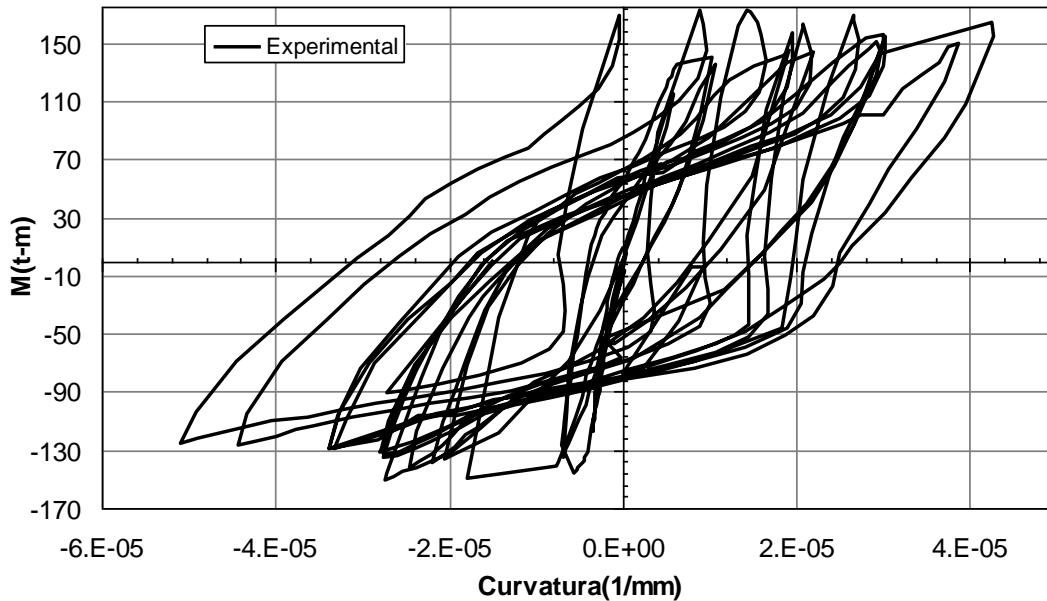


Figura 4.11 Curva de ciclos histeréticos de momento vs. curvatura de la base de la columna, obtenida experimentalmente del espécimen 2-A

Las figuras 4.11 y 4.12, muestran los ciclos de histéresis para la fuerza cortante y el momento flexionante respectivamente. En la figura 4.11 se puede observar que la fuerza cortante máxima que alcanzó el espécimen 2-A, fue aproximadamente igual a $31t$ y la distorsión máxima a 0.066 .

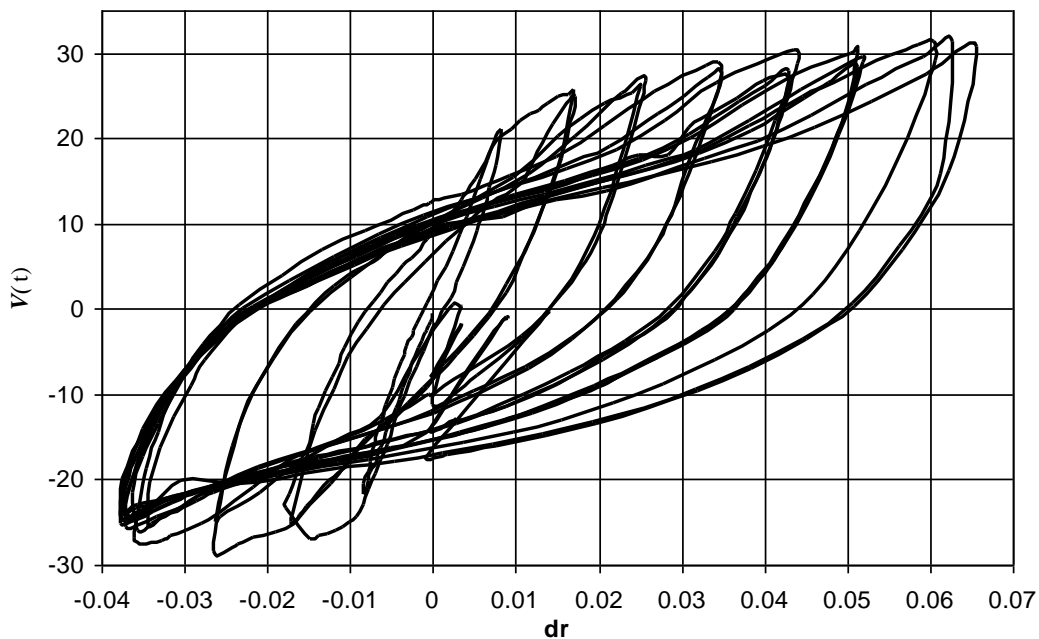


Figura 4.12. Curva de ciclos histeréticos cortante vs. distorsión de la columna, obtenida experimentalmente del espécimen 2-A

El momento resistente máximo medido en el espécimen fue igual a 173.1 t-m, ver figura 4.12

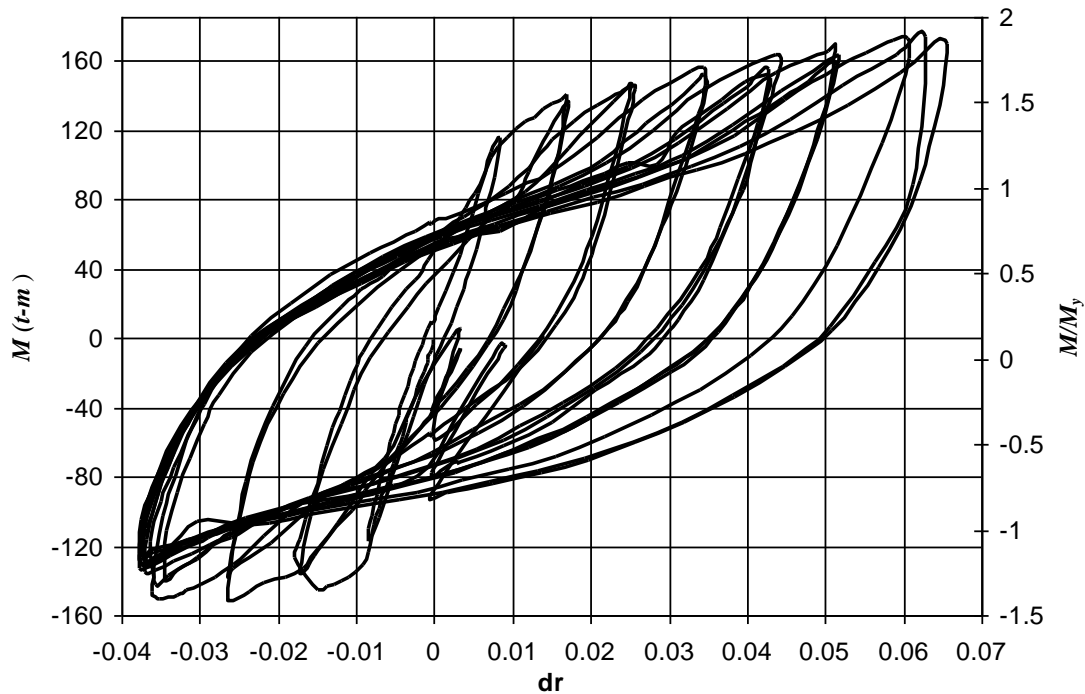


Figura 4.13 Curva de ciclos histeréticos momento vs. distorsión de la columna, obtenida experimentalmente del espécimen 2-A.

La figura 4.13 muestra el diagrama momento-curvatura para los ciclos de control en carga y desplazamiento del espécimen 2-B, la curvatura máxima que se observó fue aproximadamente $7.5 \times 10^{-5} \text{ mm}^{-1}$, para una curvatura de fluencia de $6.4 \times 10^{-6} \text{ mm}^{-1}$, la ductilidad de curvatura es 12.

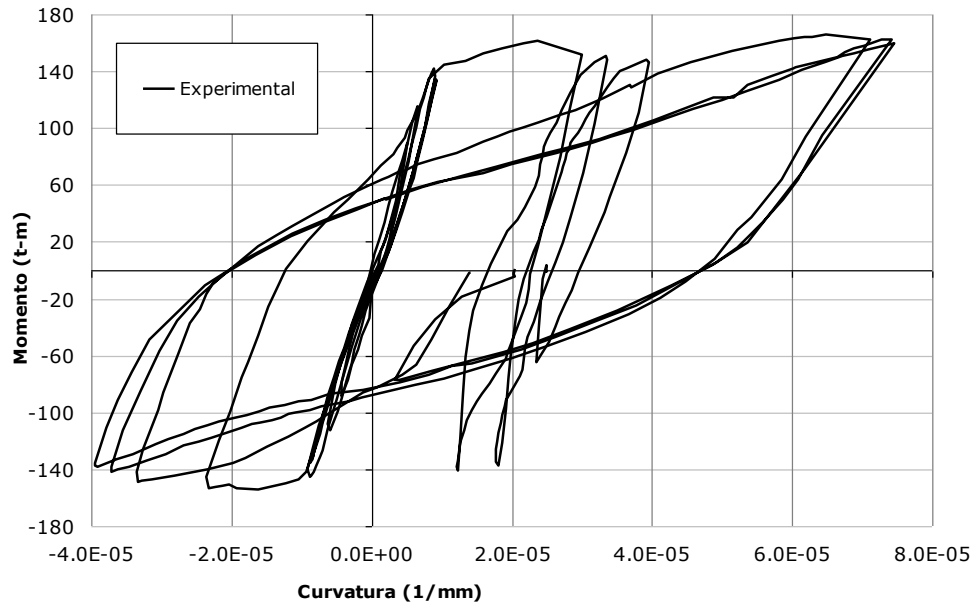


Figura 4.14. Curva de ciclos histeréticos momento vs. Curvatura de la base de la columna, obtenida experimentalmente del espécimen 2-B

Las figuras 4.14 y 4.15 muestran los diagramas de histéresis obtenidos en el ensaye, se puede apreciar en ellas las distorsiones máximas llegan a más de 0.06. La fuerza cortante máxima es del orden de 30t y el momento flexionante en la base es del orden de 165 t-m.

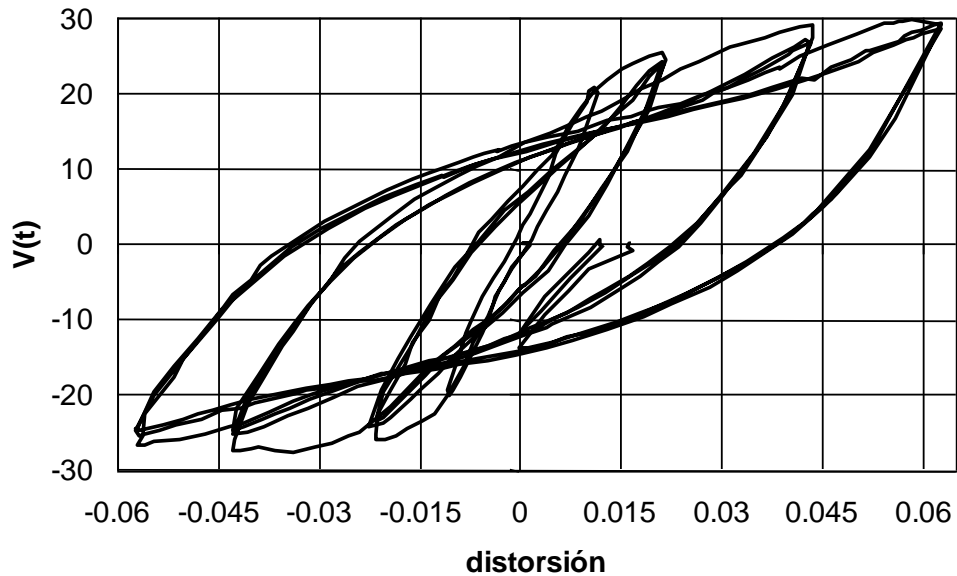


Figura 4.15. Curva de ciclos histéricos cortante vs. distorsión en la columna, obtenida experimentalmente del espécimen 2-B.

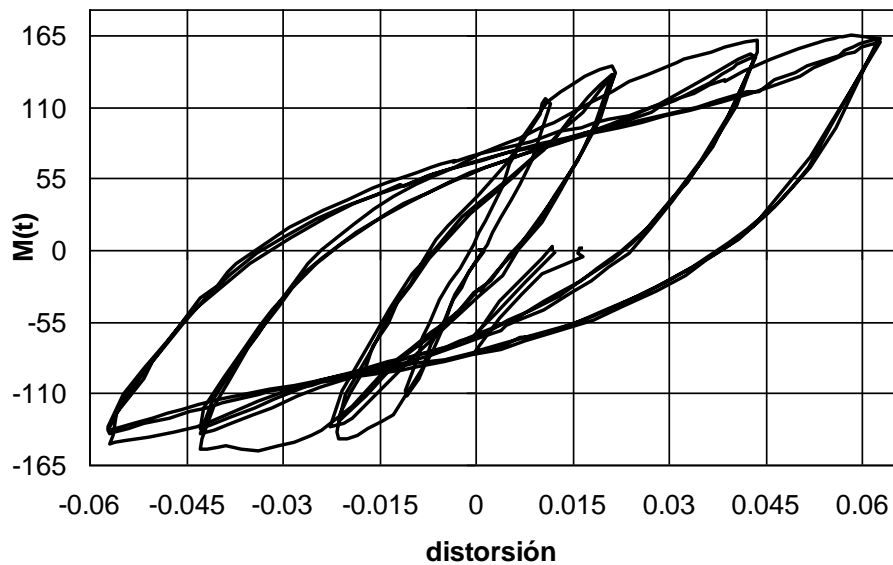


Figura 4.16. Curva de ciclos histéricos momento vs. distorsión en la columna, obtenida experimentalmente del espécimen 2-B.

4.2 DESCRIPCIÓN DE LOS DAÑOS EN LOS ESPECÍMENES ENSAYADOS

En este sub capítulo se describen los daños observados que se produjeron en los especímenes ensayados en el muro de reacción del laboratorio de estructuras y en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

4.2.1 Daños en especímenes de muro de reacción

Los daños observados en los especímenes ensayados en el muro de reacción se observaron al final de cada ciclo máximo de carga. Las curvas de cortante-distorsión que se presentan para cada espécimen ensayado representa la envolvente de las curvas de histéresis de cortante-distorsión.

La figura 4.16 se muestra la curva experimental cortante-distorsión del espécimen 1-A, la distorsión máxima alcanzada es de 0.066 que ocurre cuando se inicia la pérdida de resistencia de la columna, en esta distorsión se quitaron instrumentos para evitar que se dañen.

La distorsión de fluencia fue aproximadamente 0.01, y se realizaron los ciclos de carga y descarga en control por desplazamiento, la ductilidad de desplazamiento máxima fue de 6.5.

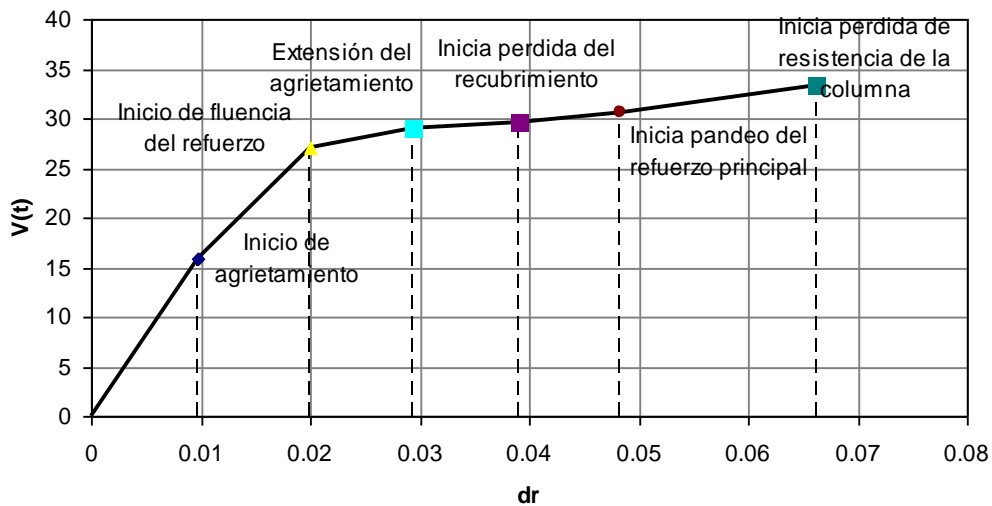
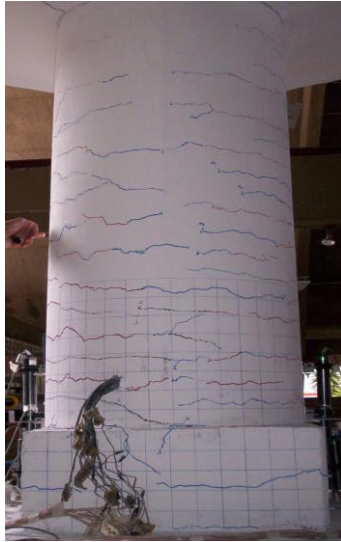
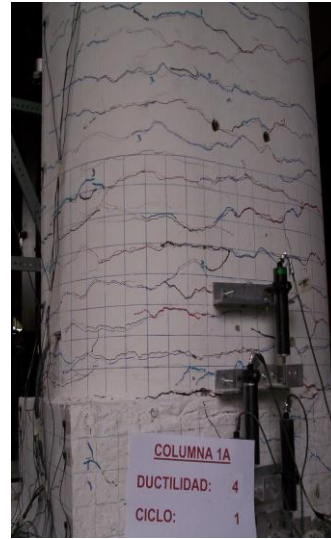


Figura 4.17. Curva experimental cortante-distorsión, espécimen 1-A

Al continuar aplicando desplazamientos laterales en la columna, se produjeron en la columna fisuras importantes cuando se llegó a una distorsión aproximada de 0.03 y ductilidad 3, ver figura 4.17. Se pudo observar también que las grietas estuvieron espaciadas de manera uniforme y aproximadamente cada 5 a 6cm.



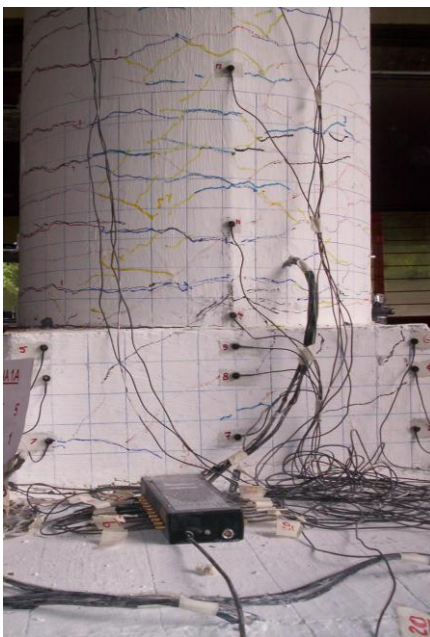
(a)



(b)

**Figura 4.18. Daño en espécimen 1-A, bajo control por desplazamientos.
(a) ductilidad 3, ciclo. (b) ductilidad 4, ciclo 1**

Se pudo observar, también, gran cantidad de fisuras en la base de la columna y sobre la conexión cimentación-columna. Se observó en los ciclos de desplazamiento de ductilidad 6.5 la pérdida de recubrimiento en la base de la columna, las grietas se hacen más anchas, ver figura 4.18.b. También se pudo apreciar la aparición de fisuras en la conexión postensada cimentación-columna, debido a la concentración de esfuerzos en las esquinas que produjeron tracción en el concreto.



(a)



(b)

**Figura 4.19. Daños en espécimen 1-A, bajo control por desplazamientos.
(a) Ductilidad 5 ciclo 1. (b) Ductilidad 6.5 ciclo 1**

La figura 4.19 muestra la curva experimental cortante-distorsión del espécimen 1-B, la distorsión máxima alcanzada fue 0.061, cuando la pérdida de resistencia de la columna fue 64% de la máxima resistencia, en esta distorsión se quitaron instrumentos para evitar que se dañaran.

La distorsión de fluencia fue aproximadamente 0.01, y se realizaron los ciclos de carga y descarga en control por desplazamiento, la ductilidad de desplazamiento máxima fue aproximadamente 7.

En este espécimen se logró apreciar la pérdida de resistencia de la columna debido a la repetición de los ciclos reversibles de carga y recarga, después de alcanzar la máxima resistencia a flexión, la pérdida de resistencia por flexión ocurrió cuando se observó distorsiones considerables en el espécimen. No se observó daño importante en la cimentación candelero, sólo se pudieron observar algunas fisuras en las esquinas entrantes de la cimentación a consecuencia de la concentración de esfuerzos.

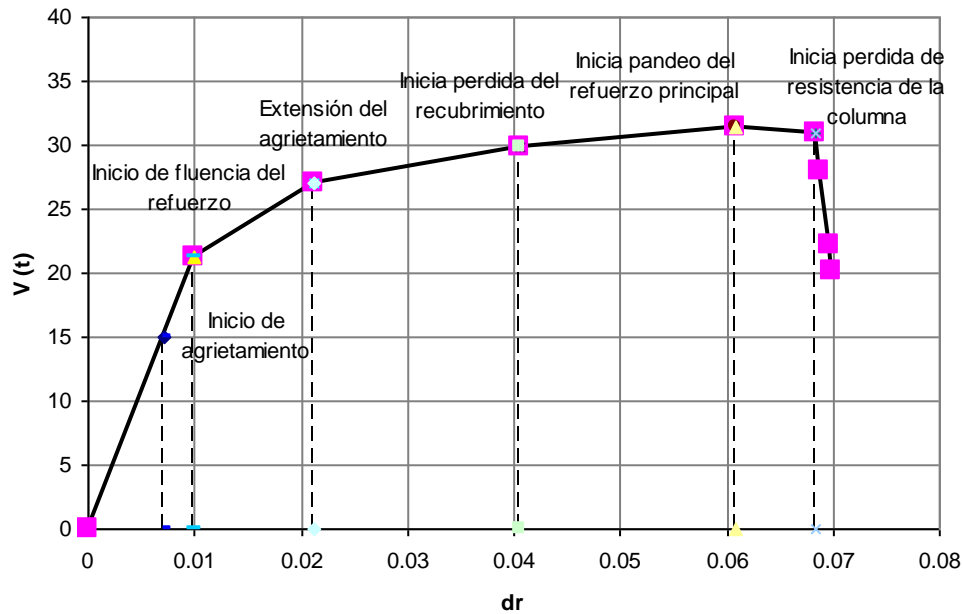


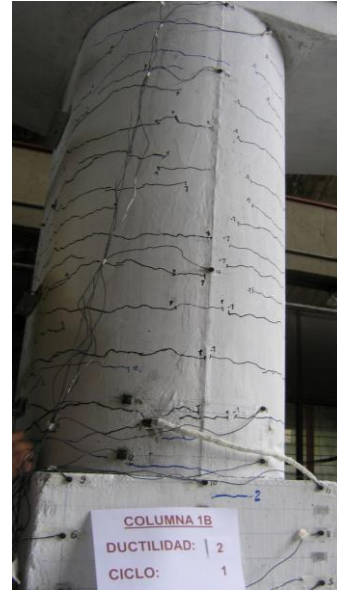
Figura 4.20. Curva experimental cortante-distorsión, espécimen 1-B

Se mostraron las primeras grietas en la columna del espécimen 1-B, ver la figura 4.20, en el lado izquierdo, cuando el sistema de actuadores traccionaba a la columna hacia el lado derecho.

Durante los primeros ciclos de desplazamiento, se mostraron los principales patrones de agrietamiento en la columna, se puede apreciar en la figura 4.20 estos patrones de agrietamiento, los cuales se debieron principalmente a la flexión de la columna. Los esfuerzos normales de tracción, por flexión, son los que provocan las grietas en toda la columna aproximadamente a cada 6 a 7cm.



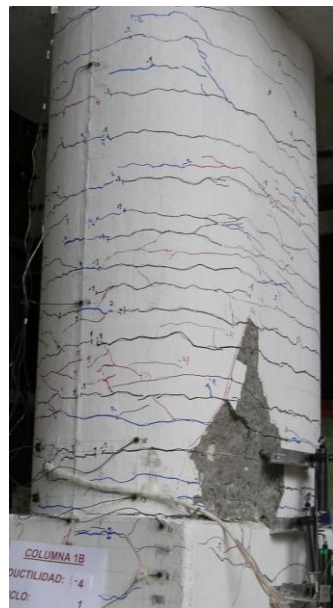
(a)



(b)

**Figura 4.21. Daño en espécimen 1-B bajo control por desplazamientos.
(a) ductilidad 1, ciclo 1 (b) ductilidad 2, ciclo 1**

En ciclos de desplazamiento con ductilidad mayor que 4 se inició, en la columna, la pérdida de recubrimiento por aplastamiento del concreto, según se muestra en la figura 4.21. Se observó daño importante en la base de la columna para una ductilidad de 6, el daño en la cimentación es poco apreciable, así como, en la junta cimentación-columna.



**Figura 4.22. Daño en espécimen 1-B bajo control por desplazamientos.
(a) Ductilidad 4, ciclo 1. (b) Ductilidad 6, ciclo 1**

La figura 4.22 muestra la curva experimental cortante-distorsión del espécimen 2-A, la distorsión máxima alcanzada fue de 0.066, cuando la pérdida de resistencia de la columna es 64% de la máxima resistencia, en esa distorsión se quitaron instrumentos para evitar que se dañaran.

La distorsión de fluencia fue aproximadamente 0.008, y se realizaron los ciclos de carga y descarga en control por desplazamiento, la ductilidad de desplazamiento máxima fue aproximadamente 7.8.

En este espécimen se logró apreciar el inicio de la pérdida de resistencia de la columna debido a la repetición de los ciclos reversibles de carga y recarga, luego que alcanzara la máxima resistencia a flexión, la pérdida de resistencia por flexión ocurrió cuando se observó distorsiones considerables en el espécimen. No se observó daño importante en la cimentación candelero, sólo se pudo observar algunas fisuras en las esquinas entrantes de la cimentación producto de la concentración de esfuerzos.

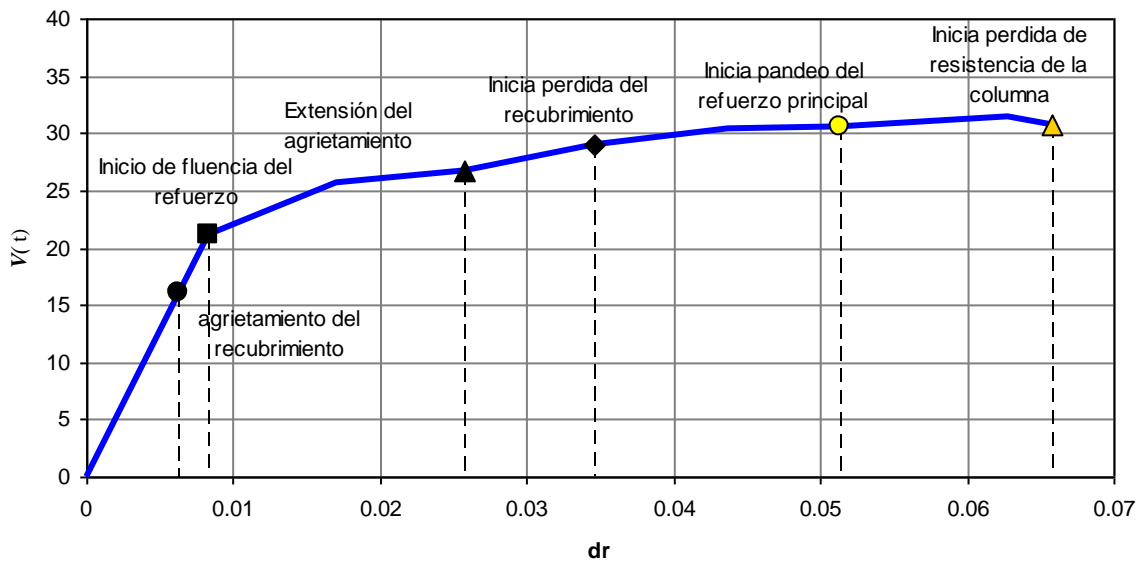


Figura 4.23. Curva experimental cortante-distorsión, espécimen 2-A

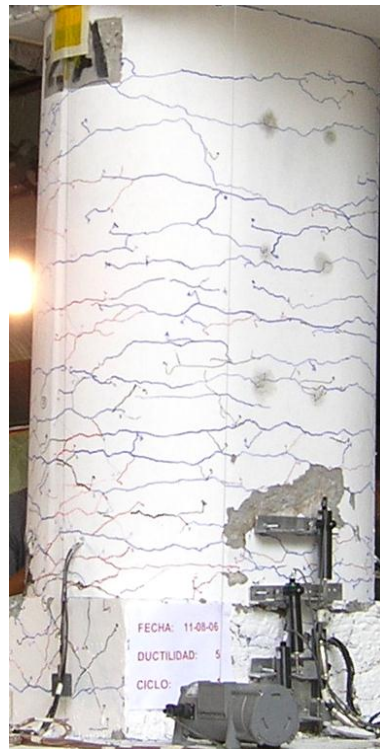
Durante los primeros ciclos de desplazamiento, se mostraron los principales patrones de agrietamiento de la columna, como se puede apreciar en la figura 4.23, estos patrones de agrietamiento se deben principalmente a la flexión de la columna. La flexión produjo esfuerzos normales en tensión que son los que provocaron las grietas en toda la columna aproximadamente a cada 6 a 8cm.

En ciclos de desplazamiento con ductilidad mayor que 4 se inició, en la columna, la pérdida de recubrimiento por aplastamiento del concreto. Como se puede apreciar en la figura 4.23.b, el daño se produjo principalmente en la base de la columna. No se presentó daño apreciable en la cimentación ni en la conexión cimentación-columna.

Para el desplazamiento de la columna con una ductilidad de 6, el daño en la cimentación fue poco apreciable, así como, en la junta cimentación-columna. Se puede observar en la figura 4.24 que el daño se concentró en la base de la columna.



(a)



(b)

**Figura 4.24 Daño en espécimen 2-A bajo control por desplazamientos
a) ductilidad 3, ciclo 2 b) ductilidad 5, ciclo 2**



Figura 4. 25 Daño en espécimen 2-A bajo control por desplazamientos, ductilidad 6, ciclo 1

La figura 4.25 muestra la curva experimental cortante-distorsión del espécimen 2-B, la distorsión máxima alcanzada fue de 0.063, cuando la pérdida de resistencia de la columna fue 64% de la máxima resistencia, en ese momento se quitaron instrumentos para evitar que se dañaran. La distorsión de fluencia fue aproximadamente 0.011, y se realizaron los ciclos de carga y descarga en control por desplazamiento, la ductilidad de desplazamiento máxima fue aproximadamente 7.1. En este espécimen se logró apreciar el inicio de la pérdida de resistencia de la columna debido a la repetición de los ciclos reversibles de carga y recarga, luego de alcanzar la máxima resistencia a flexión, la pérdida de resistencia por flexión ocurre cuando se observa distorsiones considerables en el espécimen. No se observó daño importante en la cimentación candelero, sólo se pudo observar algunas fisuras en las esquinas entrantes de la cimentación producto de la concentración de esfuerzos.

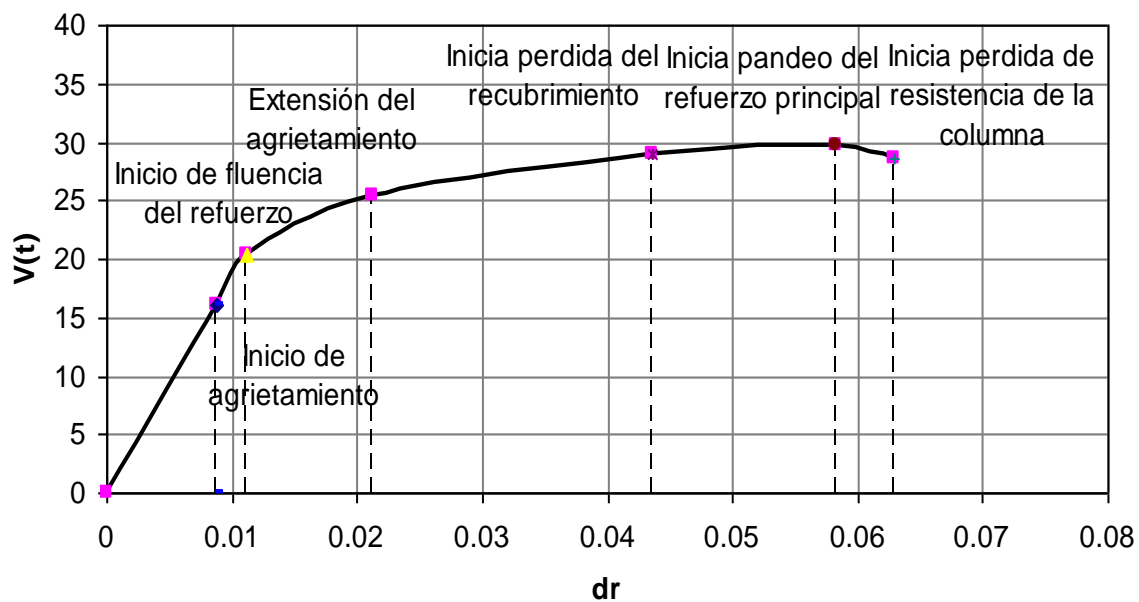


Figura 4.26. Curva experimental cortante-distorsión, espécimen 2-B

Durante los primeros ciclos de desplazamiento, se mostraron los principales patrones de agrietamiento de la columna, como se puede apreciar en la figura 4.26, estos patrones de agrietamiento se debieron principalmente a la flexión de la columna. Los esfuerzos normales en tensión debido a la flexión, fueron los que provocaron las grietas en toda la columna, aproximadamente a cada 6 a 8cm.

En ciclos de desplazamiento con ductilidad mayor que 4 se inició, en la columna, la pérdida de recubrimiento por aplastamiento del concreto. Como se puede apreciar en la figura 4.26.b, el daño se produjo principalmente en la base de la columna. No se presentó daño apreciable en la conexión cimentación-columna.

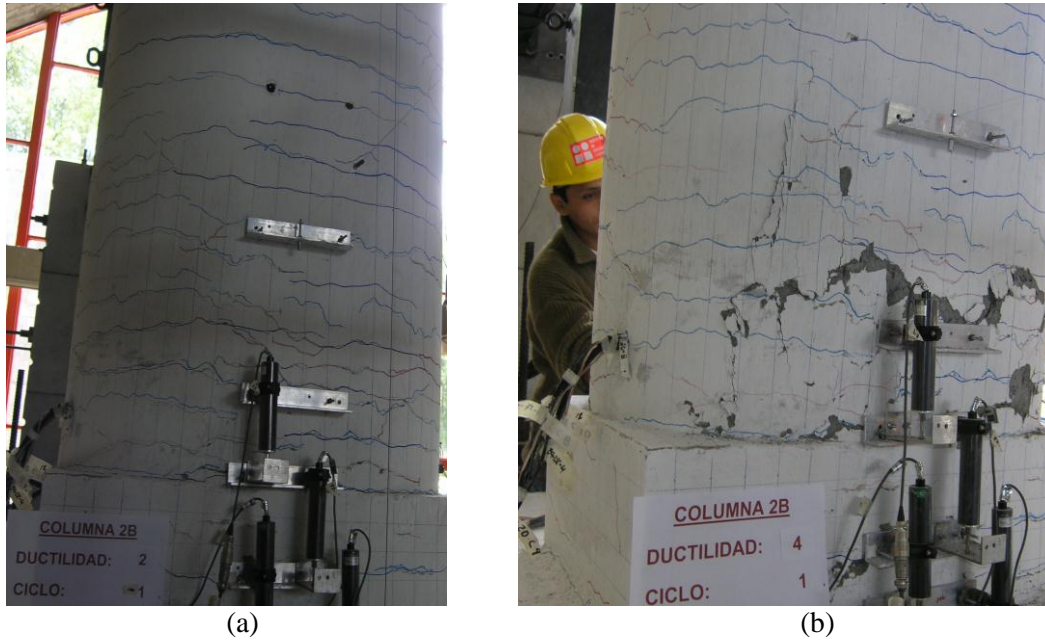


Figura 4.27. Daño en espécimen 2-B bajo control por desplazamientos.
a) Ductilidad 2, ciclo 1. b) Ductilidad 4, ciclo 1

Se observa en la figura 4.27, una de la grieta en la base de la columna ovalada con un ancho aproximadamente de 5mm, esta grieta ocurrió durante el primer ciclo de desplazamiento para una ductilidad de 4.

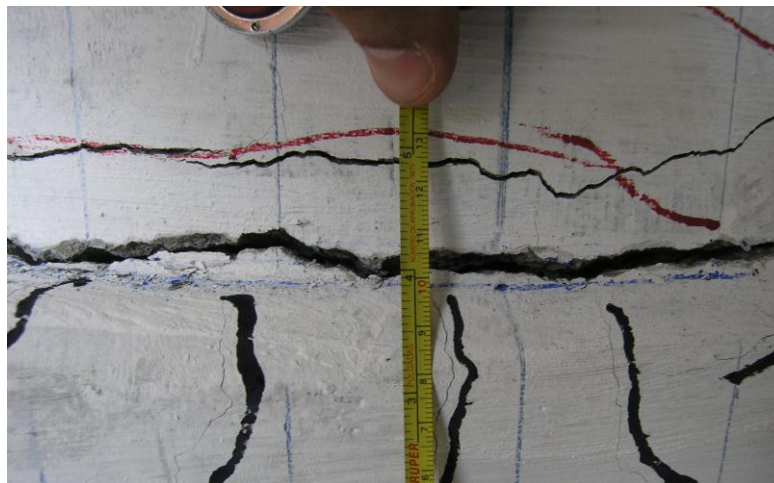


Figura 4.28 Ancho de grieta del espécimen 2-B, bajo control de desplazamientos, ductilidad 4

Para el desplazamiento de la columna con una ductilidad de 6, se observó daño importante en la base de la columna, el daño en la cimentación fue poco apreciable, así como, en la junta cimentación-columna. Se observa en la figura 4.28, que hubo una gran deformación del espécimen que correspondió a una distorsión de 0.063.

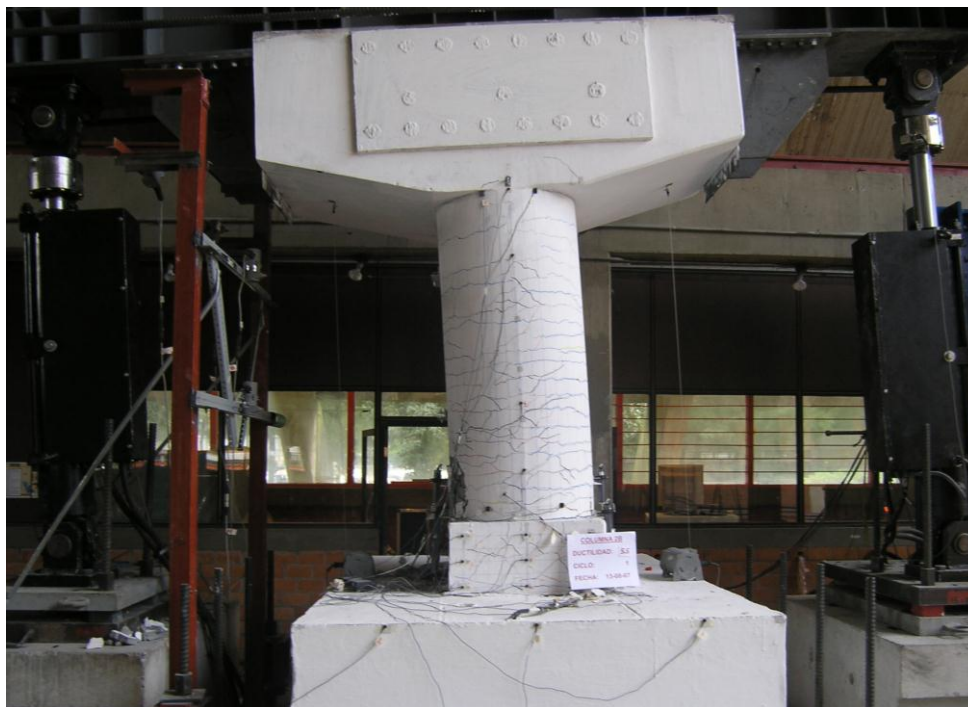


Figura 4.29. Daño en espécimen 2-B, bajo control por desplazamientos, durante el primer ciclo de ductilidad 6

Durante el primer ciclo de desplazamiento con ductilidad de 6, se inició el pandeo de la varilla de refuerzo principal de la columna, según se observa en la figura 4.29. El daño en la columna empezó a ser severo, se produjo la pérdida de recubrimiento de la columna. Se repitieron los ciclos de desplazamiento con ductilidad de 6, en la figura 4.29.b se observa el pandeo del refuerzo principal de la columna, se produjo la pérdida total del recubrimiento en esta zona.

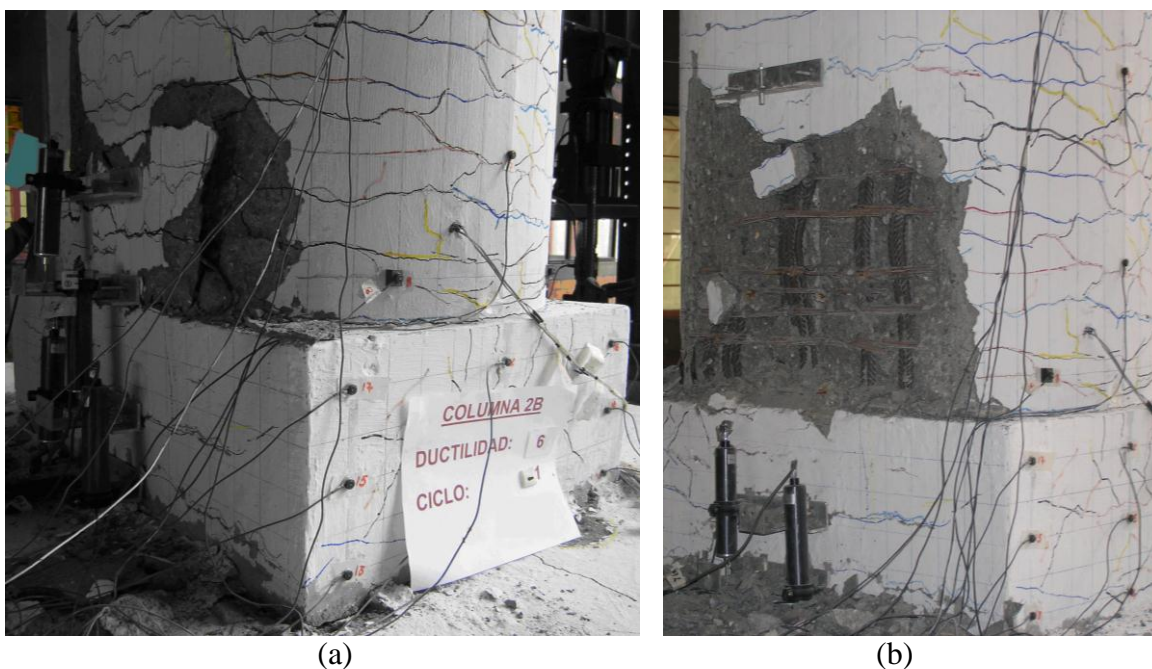


Figura 4.30. Daño observado en espécimen 2-B. a) Ductilidad 6, ciclo 1. b) Pandeo del refuerzo

4.3 RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS ENSAYES REALIZADOS DEL ESPÉCIMEN EN MESA VIBRADORA

4.3.1 Resultados de la vibración ambiental y vibración libre

La primera medición de vibraciones que se realizó en el espécimen de la mesa vibradora fue el de vibración ambiental, que consistió en realizar mediciones de las vibraciones en el espécimen sin aplicar ninguna excitación o fuerza externa, únicamente el ruido ambiental. Se realizaron mediciones de aceleración en la parte superior del espécimen y en la base de la columna. Con base en estas mediciones se calculó la función de transferencia entre la zona superior del fuste de la columna (base de la caja de concreto) y la base de la columna.

La figura 4.30, muestra la función de transferencia de la aceleración de la masa del espécimen con respecto a la aceleración en la base, la frecuencia fundamental corresponde a la máxima amplitud de la función de transferencia y es igual a 1.88Hz.

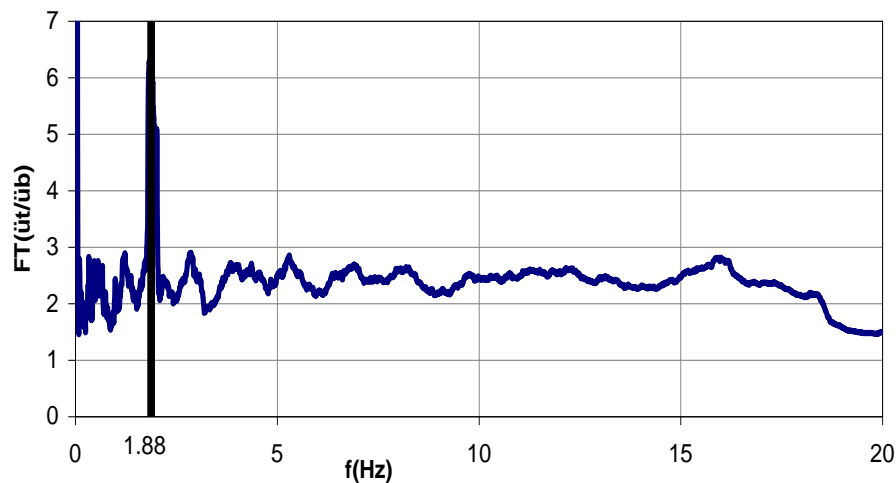


Figura 4.31. Función de transferencia de aceleraciones para la vibración ambiental

Una siguiente fase de las pruebas en la mesa vibradora consistió en realizar ensayos de vibración libre, lo cual consistió en aplicar una carga horizontal relativamente pequeña de 50kg, de manera de producir oscilaciones en el espécimen sin que ocurra agrietamiento en la columna.

Se realizaron mediciones de aceleración en la parte superior del espécimen y en la base de la columna, la excitación aplicada se consideró de tipo instantánea. Con base en las mediciones realizadas se calculó la función de transferencia entre la masa del espécimen y la base de la columna. En lo sucesivo se hace referencia a la función de transferencia de aceleraciones, como la relación de la aceleración de la masa entre la aceleración de la base de la columna, ambas en el dominio de las frecuencias.

Con la función de transferencia de aceleraciones se identificó el periodo fundamental de la estructura, correspondiente al intervalo de comportamiento elástico de la columna. La figura 4.31 muestra, para el caso de vibración libre, la función de transferencia de aceleraciones y la frecuencia fundamental caracterizada por la máxima amplitud de la función de transferencia en 1.94 Hz.

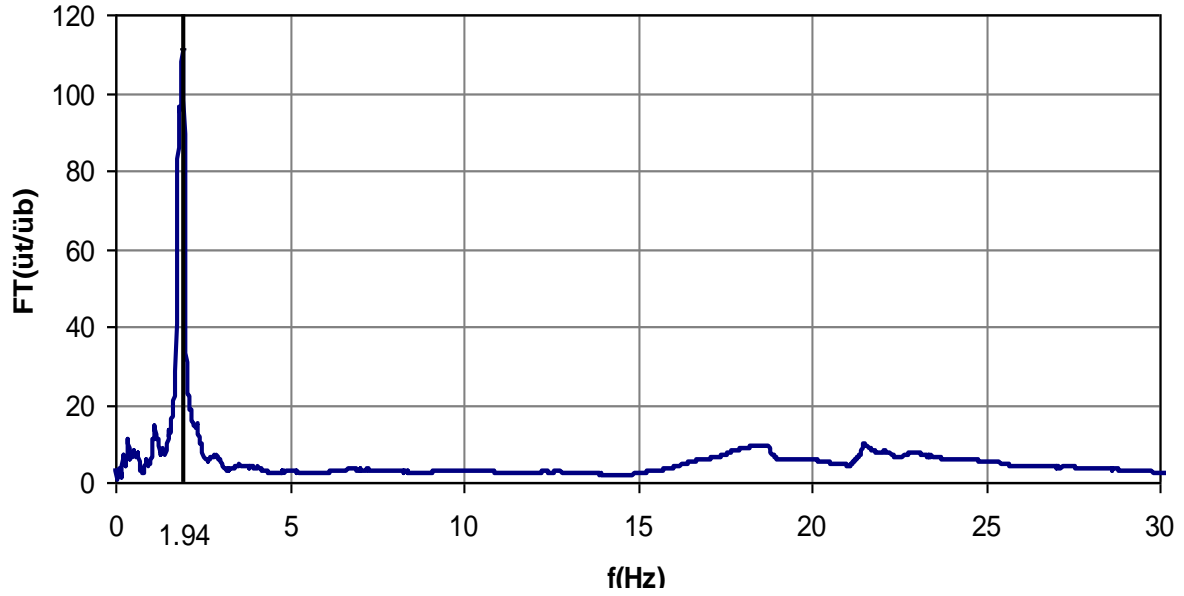


Figura 4.32. Función de transferencia con vibración libre

4.3.2 Sismo de baja intensidad

En la parte inicial del estudio en mesa vibradora se realizó la prueba del espécimen en la mesa vibradora con sismo de baja intensidad, el cual consistió en excitar la mesa vibradora con el registro sísmico escogido escalado al 10% en amplitudes de aceleración.

El registro digital obtenido después del ensaye contenía la etapa previa y posterior a la acción del registro sísmico de baja intensidad, la señal del registro sísmico de entrada original tenía 51.4s de duración y con las otras fases sumaron 117.2s en total. La fase intensa está entre los 26s y 56s de iniciada la grabación, según se observa en la figura 4.32.

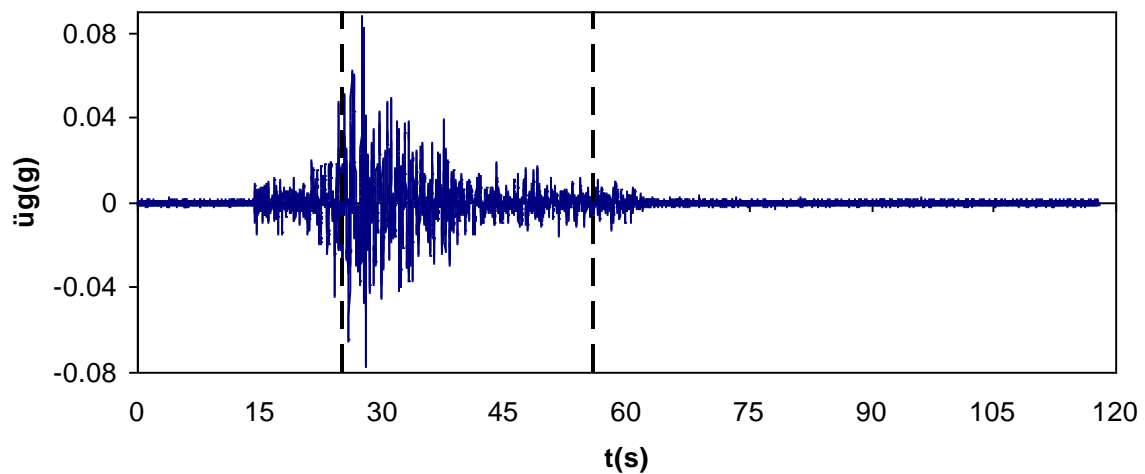


Figura 4.33. Registro de aceleraciones para sismo de baja intensidad

Se calculó la función de transferencia de la aceleración experimental entre la base de la columna y el extremo superior del espécimen, en la figura 4.33 se muestra la función de transferencia experimental, las amplitudes máximas de la función de transferencia experimental se presentan en 1.53Hz y en 10.3Hz. Estas amplitudes máximas caracterizaron las frecuencias fundamentales del espécimen.

Las frecuencias superiores a los 15Hz dejan de ser importantes en la respuesta de la estructura, de acuerdo con la figura 4.33, es conveniente que la estructura tenga frecuencias de vibración menores que 15Hz debido a que la mesa vibradora amplifica las aceleraciones con contenidos de frecuencia mayores.

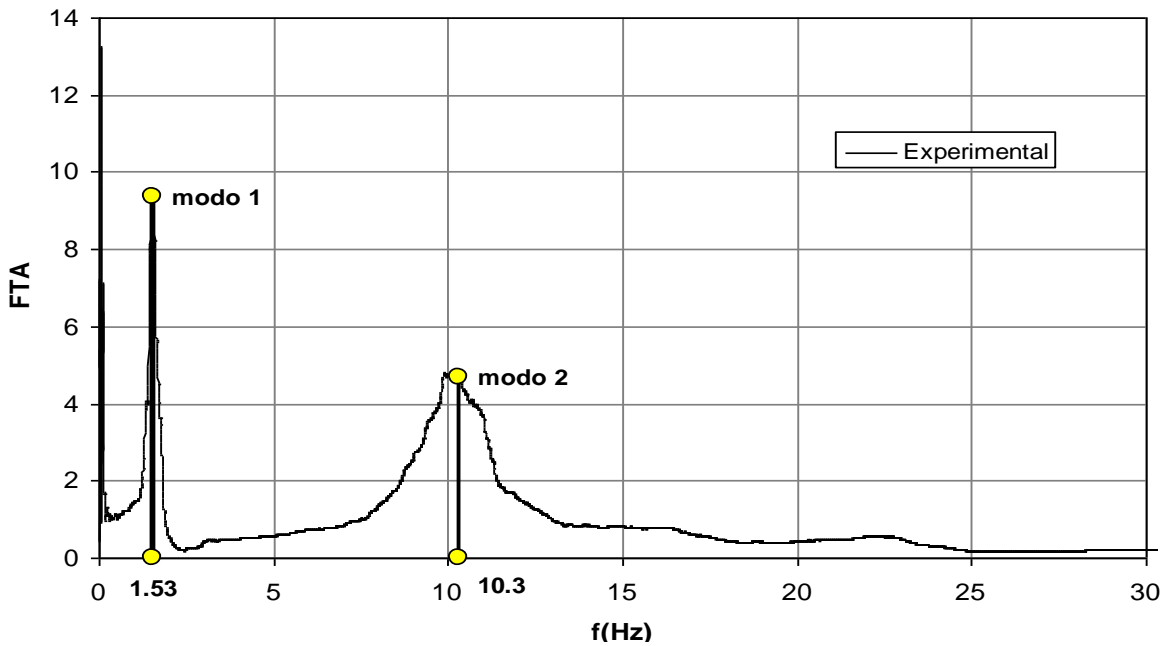


Figura 4.34 Función de transferencia experimental

La figura 4.34 muestra la aceleración de la masa del espécimen, registrada con el acelerómetro ubicado en la caja de concreto. El registro de aceleración mostrado en la figura 4.34, corresponde a la fase intensa de la señal de baja intensidad, donde la máxima aceleración medida en este registro fue 97.2 gals, a los 29.2s.

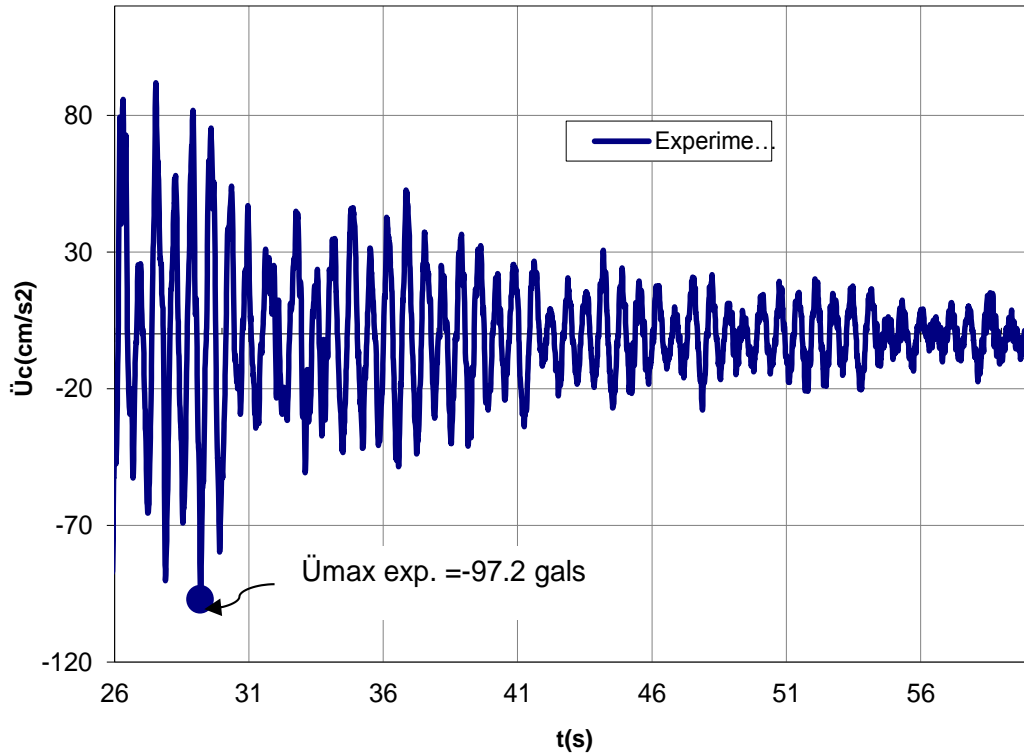


Figura 4.35. Aceleración de la masa del espécimen

4.3.2.1 Identificación de propiedades dinámicas

En el ensaye de vibración libre se midieron aceleraciones en el extremo superior del espécimen, a nivel de la masa del espécimen. Con base en estas aceleraciones se calculó la fracción del amortiguamiento crítico del espécimen.

La figura 4.35 muestra el registro de aceleración de la masa del espécimen, con el criterio del decremento logarítmico se calculó la fracción de amortiguamiento crítico correspondiente al modo fundamental de vibración, en el intervalo de comportamiento elástico del espécimen.

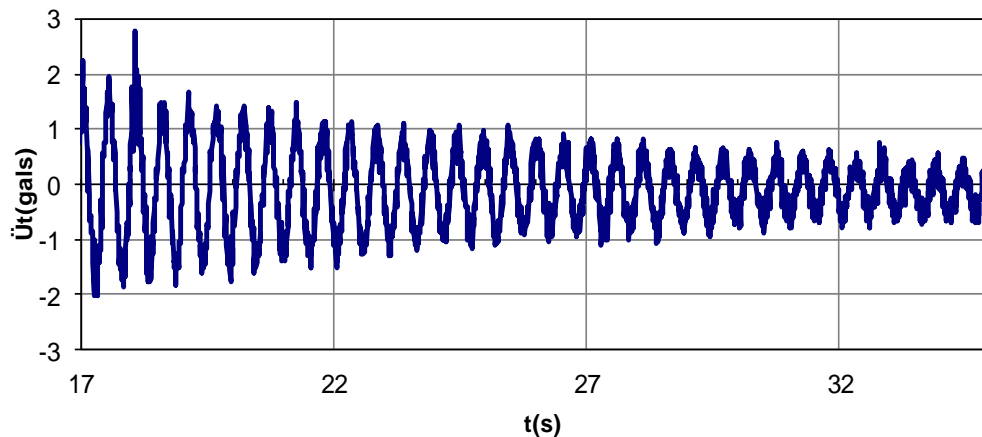


Figura 4.36. Aceleración de la masa del espécimen

Esta fracción del amortiguamiento crítico se calculó empleando la ecuación 4.1, el valor obtenido para el espécimen en estudio fue igual a 1.7%.

$$\zeta = \frac{1}{4\pi n} \ln\left(\frac{\ddot{x}_i}{\ddot{x}_{i+n}}\right) \quad (4.1)$$

Para obtener la fracción del amortiguamiento crítico asociado a distintos modos del espécimen, con el registro correspondiente para el sismo de baja intensidad, se utilizó un procedimiento empleado por Rodriguez et al,(2006.a). Para el caso en estudio se identificaron dos modos de vibración. Estos modos de vibración fueron de translación y de cabeceo. El procedimiento empleado se describe a continuación.

La ecuación diferencial de movimiento para un sistema de varios grados de libertad es:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}}(t)+\mathbf{C}\dot{\mathbf{U}}(t)+\mathbf{K}\mathbf{U}(t)=-\mathbf{M}\{\mathbf{1}\}\ddot{u}_g(t) \quad (4.2)$$

Donde \mathbf{M} , \mathbf{C} y \mathbf{K} son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, $\ddot{\mathbf{U}}(t)$, $\dot{\mathbf{U}}(t)$ y $\mathbf{U}(t)$ son los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento relativos. La excitación sísmica es $\ddot{u}_g(t)$, que es el registro de la aceleración en la base.

La siguiente ecuación corresponde a las aceleraciones relativas calculadas a partir de las aceleraciones absolutas medidas en el ensaye, $\ddot{\mathbf{U}}^t(t)$

$$\ddot{\mathbf{U}}(t)=\ddot{\mathbf{U}}^t(t)-\{\mathbf{1}\}\ddot{u}_g(t) \quad (4.3)$$

La ecuación en coordenadas modales de movimiento para un sistema con amortiguamiento clásico es (Chopra, 2001)

$$\ddot{q}_i(t)+2\zeta_i\omega_i\dot{q}_i+\omega_i^2q_i=-\gamma_i\ddot{u}_g(t) \quad (4.4)$$

Donde q_i es la coordenada generalizada del i -ésimo modo, y \ddot{q}_i y \dot{q}_i son la aceleración y la velocidad en coordenadas generalizadas del i -ésimo modo respectivamente. El parámetro ζ_i es el amortiguamiento para el i -ésimo modo, y ω_i es la frecuencia natural correspondiente. El parámetro γ_i es el factor de participación para el i -ésimo modo.

La aceleración relativa de una estructura con N grados de libertad, $\ddot{u}_j(t)$ es:

$$\ddot{u}_j(t)=\sum_{i=1}^N\phi_{ij}\ddot{q}_i(t) \quad (4.5)$$

Donde ϕ_{ij} es la coordenada modal del modo i del grado de libertad j

De la ecuación (4.5) se obtiene que:

$$\ddot{\mathbf{U}}(t)=\Phi\ddot{\mathbf{q}}(t) \quad (4.6)$$

Donde Φ es la matriz modal y $\ddot{\mathbf{q}}(t)$ es el vector de aceleraciones modales.

Las aceleraciones modales relativas experimentales para el modo i se calcularon empleando la ecuación (4.6) en donde el vector $\ddot{\mathbf{U}}(t)$ fue evaluado previamente haciendo uso de la ecuación (4.3) y las formas modales Φ calculadas de los modelos numéricos. Estas aceleraciones modales calculadas con las aceleraciones experimentales, se identifican como $\ddot{\mathbf{q}}_i^e(t)$, y se obtienen a partir de la ecuación 4.7 mediante:

$$\ddot{\mathbf{q}}_i^e(t) = \Phi^{-1} \ddot{\mathbf{U}}(t) \quad (4.7)$$

Se llevó a cabo un estudio paramétrico donde la ecuación modal, ecuación 4.4, se resolvió para sistemas de un grado de libertad sometida a una señal de entrada $\gamma_i \ddot{u}_g(t)$ y de esta forma obtener las aceleraciones modales analíticas, $\ddot{\mathbf{q}}_i^p(t)$ para cada uno de los modos, utilizando el programa Ruaumoko (Carr, 2003). El registro de aceleraciones, $\ddot{u}_g(t)$ empleada en estos análisis correspondió a la señal registrada en la base del espécimen durante los ensayos de intensidad baja. La diferencia entre estos valores se evaluó en términos del error de movimiento, $Error_i(t)$, para el modo i , con periodo T_i y para un intervalo de la fracción de amortiguamiento crítico, ζ_i entre 0 y 8%. La expresión para el error acumulado en el tiempo se muestra a continuación:

$$Error_i(t) = \left| \frac{\sqrt{\sum_{\tau=t-T_i}^{\tau=t+T_i} \ddot{q}_i^p(t)^2}}{\sqrt{\sum_{\tau=t-T_i}^{\tau=t+T_i} \ddot{q}_i^e(t)^2}} - 1 \right| \times 100 \quad (4.8)$$

La ecuación anterior es sólo válida para el intervalo $T_i \leq t \leq t_f - T_i$ donde t_f es la duración del movimiento. La figuras del 4.36 al 4.39 muestran la variación en el tiempo del error para distintos amortiguamientos y para cada modo. La ecuación 4.8 aunque carece de una prueba rigurosamente matemática se ha observado con algunos resultados experimentales que da buenos resultados, sin embargo las superficies de error que se obtienen con esta ecuación se muestran más suaves y estables cuando se tratan de especímenes de acero, como el caso del espécimen utilizado por Rodriguez et al (2006.a), en especímenes de concreto reforzado se observan superficies menos suaves.

En el ensayo con señal de baja intensidad el tiempo total de grabación en la mesa vibradora fue de 117.2s, esto incluye el tiempo que se demoró desde que se puso en funcionamiento las bombas de presión de la mesa vibradora (primeros 20s), luego la fase de movimiento intenso hasta finalizar el registro (50s intermedios) y finalmente hasta que el espécimen logró estabilizarse y quedar prácticamente en reposo (17s finales).

Los resultados obtenidos de seguir el procedimiento propuesto por Rodriguez et al (2006.a) se muestran en las gráficas siguientes (4.36 al 4.39).

Se calculó el error definido por la ec. 4.8 para distintas fracciones del amortiguamiento crítico para el primer modo, las figuras 4.36 y 4.37 muestran la variación en el tiempo del error que se obtiene con los amortiguamientos utilizados entre 0 y 10%, entre los 20s y 50s que dura la fase intensa. Para una fracción de amortiguamiento crítico de 0% el error se propaga a partir de los 30segundos. Para

otras fracciones de amortiguamiento el error se estabiliza desde los 25 segundos, se observa en las figuras 4.36 y 4.37 que el error acumulado en el tiempo se mantiene casi constante. El error observado en estas figuras es acumulado en el tiempo, por lo que se debe observar el error acumulado cuando el sistema se estabiliza después que pasó la fase intensa y al final de todo el registro. De acuerdo con lo descrito, la fracción de amortiguamiento crítico que produjo el menor error acumulado en el tiempo, luego del movimiento intenso, es el valor que se seleccionó como el representativo, que en este caso fue igual a 1.8%.

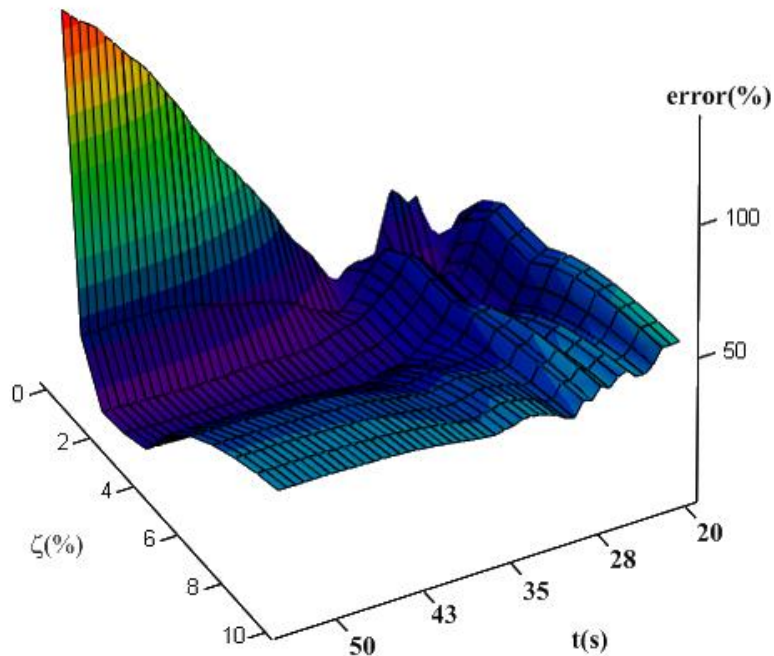


Figura 4.37. Superficie de error para el modo 1

En las figuras 4.36 y 4.37 se observa que la variación del error acumulado en el tiempo para cada amortiguamiento considerado entre 0% y 8% es sensible a la variación de la fracción del amortiguamiento crítico. Por ejemplo para la fracción del amortiguamiento crítico de 1.8%, indicado en la figura 4.37 con en línea continua gruesa, el error mínimo observado es del orden del 2% mientras que para un factor del amortiguamiento crítico de 3% el menor error observado fue del orden del 20%, dentro de la fase intensa de movimiento. La fracción del amortiguamiento crítico para el primer modo, con el que se obtuvo los menores errores en el intervalo de tiempo de la fase intensa del movimiento para el sismo de baja intensidad, fue con el de 1.8%. El valor obtenido como factor del amortiguamiento crítico del primer modo se verificó con la función de transferencia de aceleraciones, a nivel de la masa y en la base de la columna, que muestra la figura 4.40.

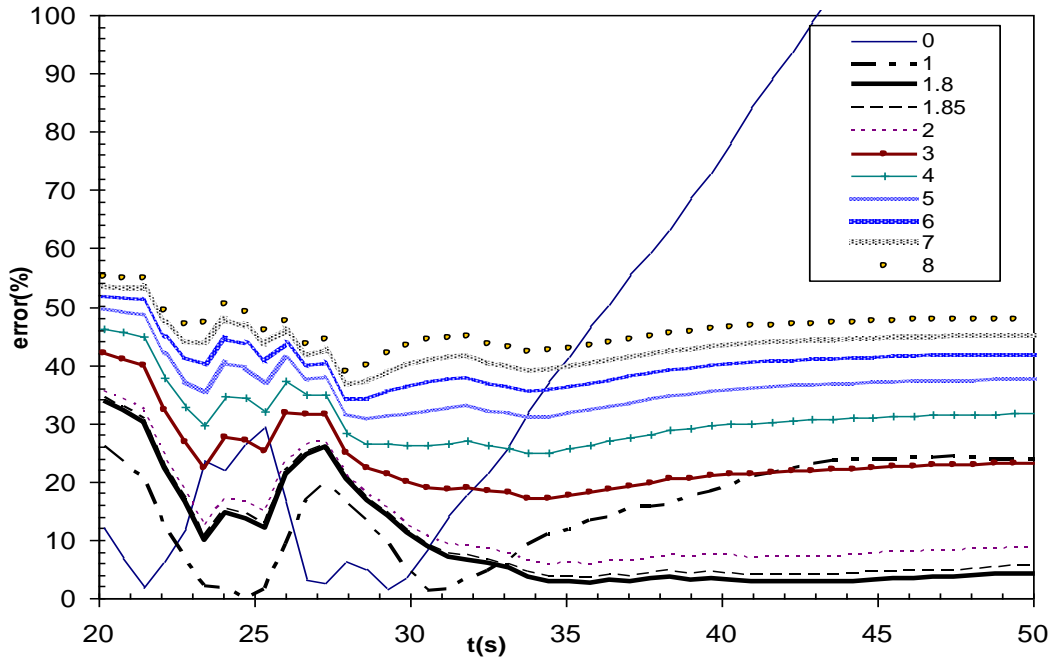


Figura 4.38. Variación del error acumulado para cada amortiguamiento, modo 1

Las figuras 4.38 y 4.39 muestran la variación del error calculado con la ec. 4.8 para cada fracción del amortiguamiento crítico considerado entre 0% y 8% con el segundo modo de vibración. Para la fracción de amortiguamiento crítico de 0% el error se propaga a partir de los 30 segundos y se obtienen errores mayores que 100%. Con otras fracciones del amortiguamiento crítico el error se estabiliza desde los 20 segundos, se observa en las figuras 4.38 y 4.39 que el error se mantiene casi constante con errores menores que 50%, para amortiguamientos entre 1% y 3.7% los errores que se obtienen en la fase intensa son menores que 10%.

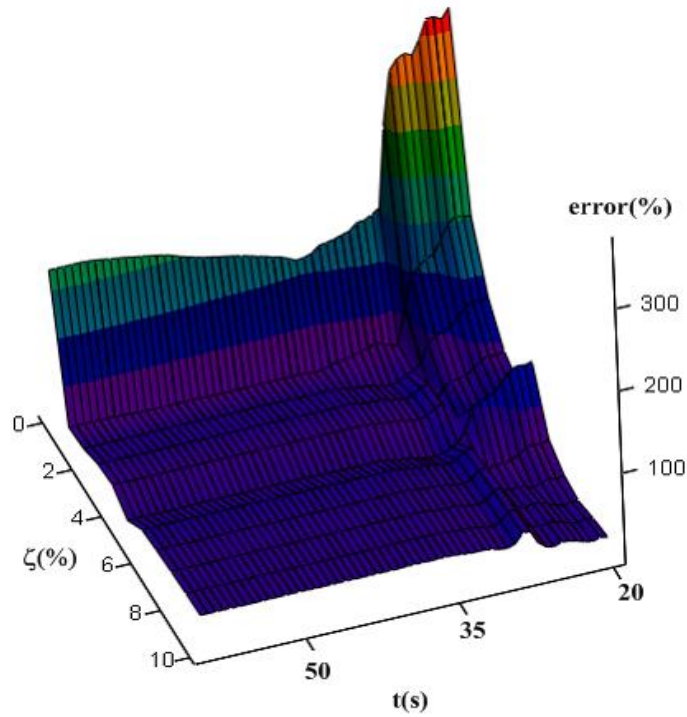


Figura 4.39. Superficie de error para el modo 2

En la figura 4.39 se observa la variación del error acumulado en el tiempo para cada amortiguamiento considerado, el menor error acumulado al final del registro se observa para un amortiguamiento de 3.7% que está representado con una línea gruesa continua. Por consiguiente se escogió la fracción del amortiguamiento crítico representativo para este modo igual a 3.7%, este valor también se verificó con la función de transferencia que se muestra en la figura 4.40.

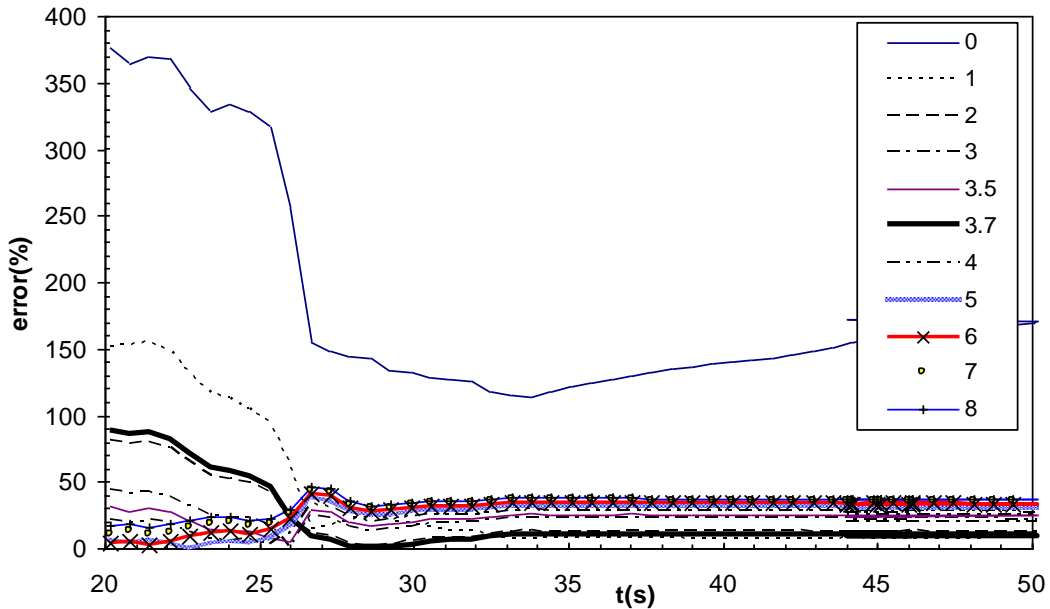


Figura 4.40. Variación del error para cada amortiguamiento, modo 2

Los resultados obtenidos con el procedimiento descrito anteriormente se verificaron superponiendo las funciones de transferencia experimental y analítica de aceleración del extremo superior de la columna, en la figura 4.40 se muestran ambas funciones de transferencia, con línea continua oscura se representa la función de transferencia experimental y con línea clara la calculada.

La figura 4.40 muestra las funciones de transferencia de aceleración, se pueden observar que los modos de vibración más importantes que se presentan en el espécimen son dos, caracterizados por dos valores máximos, en 1.53 Hz y 10.3 Hz correspondientes al primer y segundo modo respectivamente. Estas frecuencias corresponden a períodos de vibración de 0.65s y 0.1s para el primer y segundo modo respectivamente. El primer modo es de traslación y el segundo es un modo de cabeceo.

Los amortiguamientos calculados dan como resultado una función de transferencia similar a la obtenida experimentalmente. La figura 4.40 muestra en línea continua oscura la función de transferencia experimental y en línea continua clara la función de transferencia calculada. El amortiguamiento para el modo 1 es 1.8% y para el modo 2 es 3.7%.

Para el modelo analítico se consideró que la base de la columna está empotrada, esta suposición para el registro de alta intensidad no necesariamente es válida, en la figura 4.40 se puede observar una buena similitud entre la función de transferencia de aceleración calculada y la experimental, lo cual indica que las hipótesis para el modelo analítico se acerca al comportamiento del modelo experimental obtenido con el registro sísmico de baja intensidad.

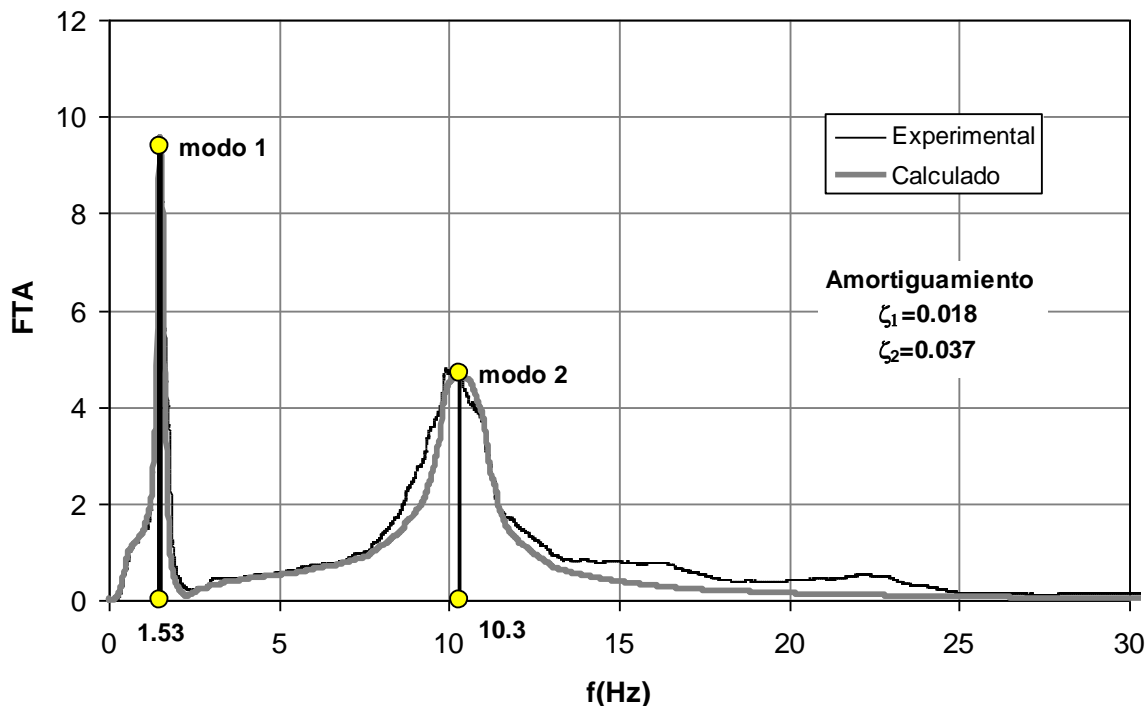


Figura 4.41. Funciones de transferencia

4.3.2.2 Resultados experimentales

La figura 4.41 se muestra la distorsión experimental medida en la fase intensa de movimiento, para el registro de baja de intensidad, durante esta fase se produce la distorsión máxima (-0.004 a los 27.6s) esta distorsión no produce daño visible por lo que no se observó ningún agrietamiento en la columna.

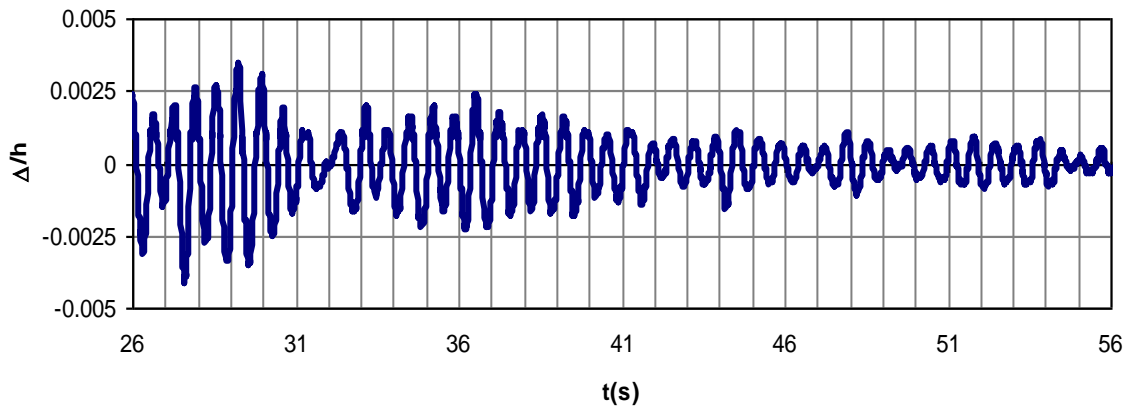


Figura 4.42 Distorsión experimental del espécimen versus tiempo.

4.3.3 Sismo de alta intensidad

El registro para el sismo de alta intensidad tuvo una duración total de 115.2s, de este registro la duración el intervalo que corresponde únicamente al sismo duró 51.4s. La figura 4.42 muestra entre líneas continuas verticales el intervalo de la fase intensa de este registro (entre los 26s y 56s).

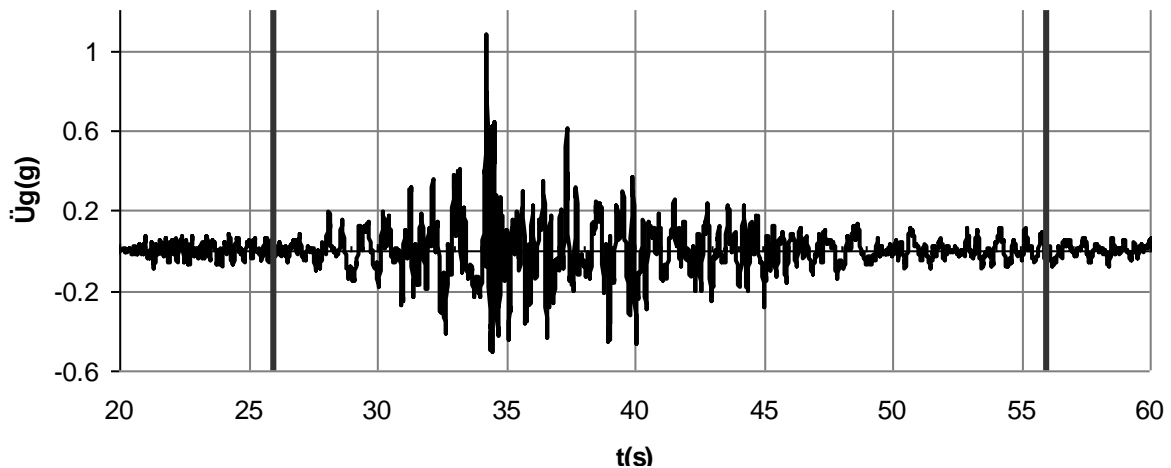
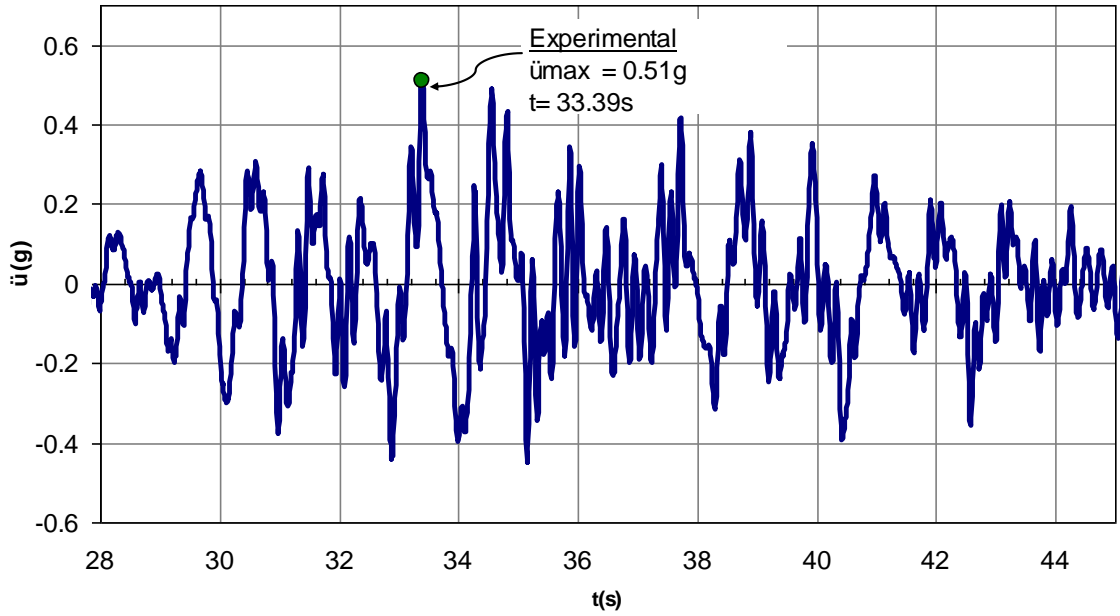


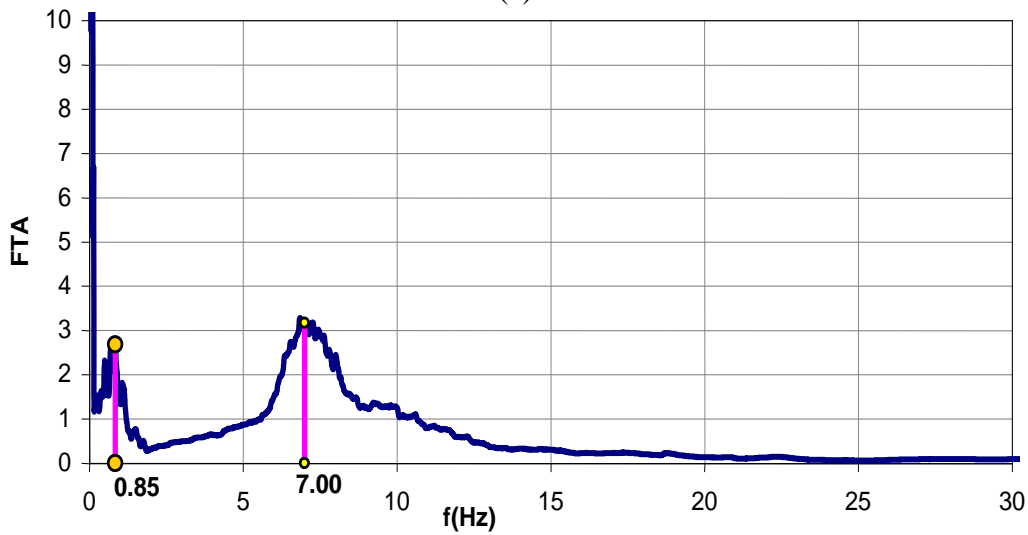
Figura 4.43 Registro de aceleración medido, fase intensa

La figura 4.43.a se muestra la aceleración de la masa en el intervalo de duración 28s y 46s de la fase intensa, donde se produce la aceleración máxima igual a 0.51g a los 33.39s. Además la figura 4.43.b muestra la función de transferencia de la aceleración a nivel de la masa (acelerómetro C6 ubicado en la caja de concreto, ver fig.3.64) y la base de la columna (acelerómetro C3 a cubicado a cara de la cimentación, ver fig. 3.64) para la fase intensa del registro de alta intensidad.

La función de transferencia que muestra la figura 4.43 tiene valores máximos en 0.85Hz y en 7Hz, estos valores son menores que los obtenidos con el registro de baja intensidad (ver figura 4.40), el significado de esta diferencia es la degradación de la rigidez lateral de la columna, debido a que se agrietaron las secciones de la columna en toda su altura y se produce deterioro de la columna.



(a)



(b)

Figura 4.44. a) Aceleración experimental de la masa de espécimen b) Función de transferencia de aceleración

4.3.3.1 Resultados experimentales

Se muestran los resultados experimentales del espécimen ensayado en mesa vibradora para el sismo de alta intensidad, en la fase intensa del sismo la figura 4.44 muestra la curva de histéresis momento-curvatura experimental en la base de la columna, para esta sección la máxima curvatura medida fue 0.10m^{-1} .

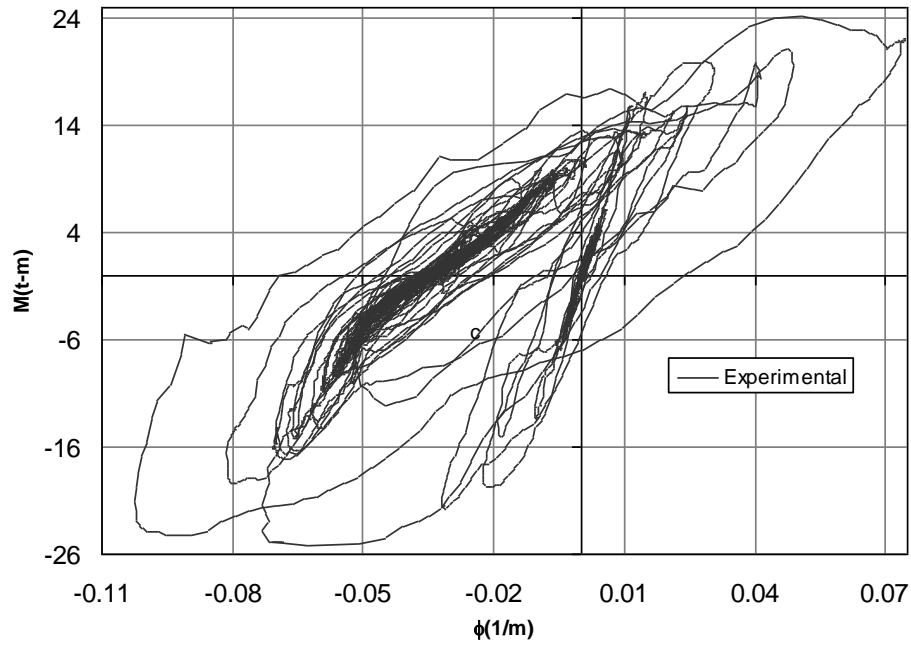


Figura 4.45 Respuestas histerética del momento versus la curvatura en la base de la columna

La figura 4.45 muestra la curva de histéresis del momento-distorsión, durante la fase intensa del sismo, la distorsión máxima que alcanza el espécimen es aproximadamente de 0.06, medido para una altura de 1.15m sobre la base de la columna.

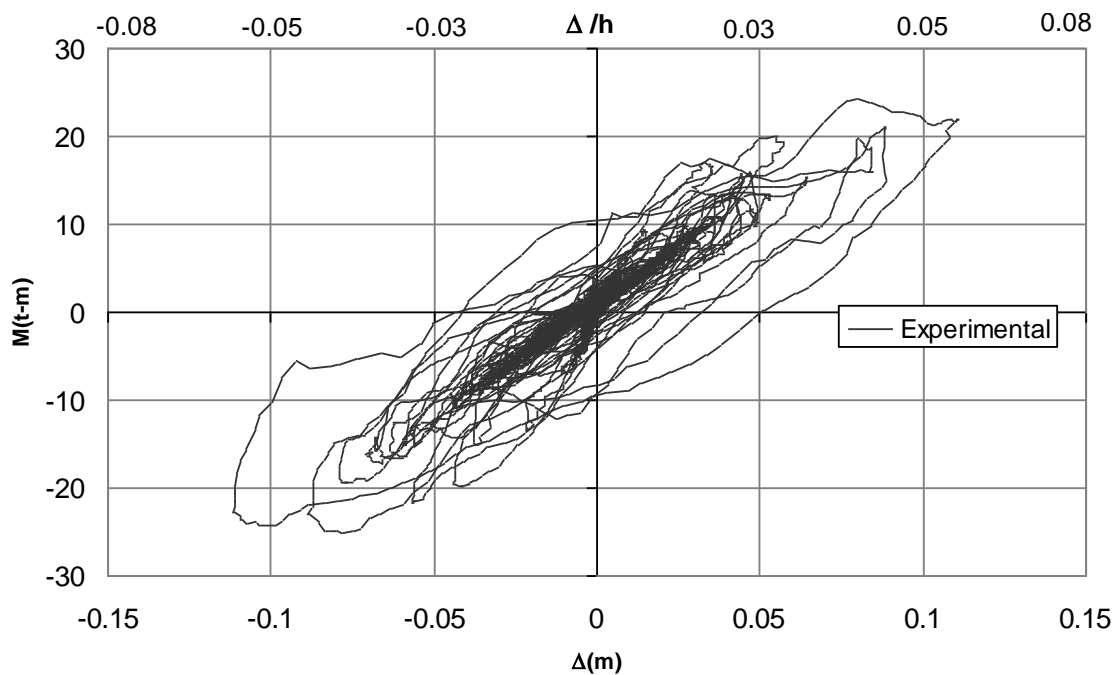


Figura 4.46. Respuestas histerética del momento-distorsión

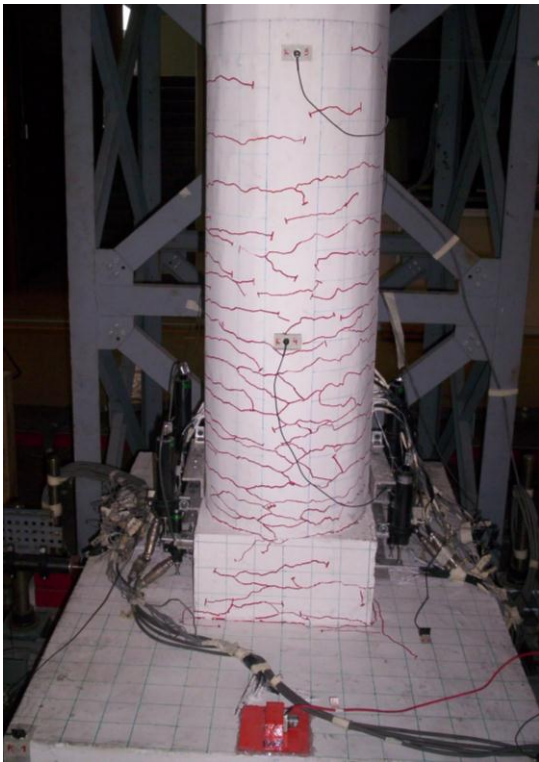
4.3.4 Daños en espécimen ensayado en mesa vibradora

El daño observado en el espécimen ensayado en mesa vibradora, con el sismo de alta intensidad, fue principalmente agrietamiento en la base de la columna, hasta una altura de 53cm sobre la cara de la cimentación. El agrietamiento se concentro entre la base y la mitad de la altura libre de la columna, sobre este nivel se observó el inicio de agrietamiento en la columna. En el extremo superior no se observó ningún daño visible. También se observó inicio del agrietamiento en las esquinas entrantes de la cara superior de la cimentación.

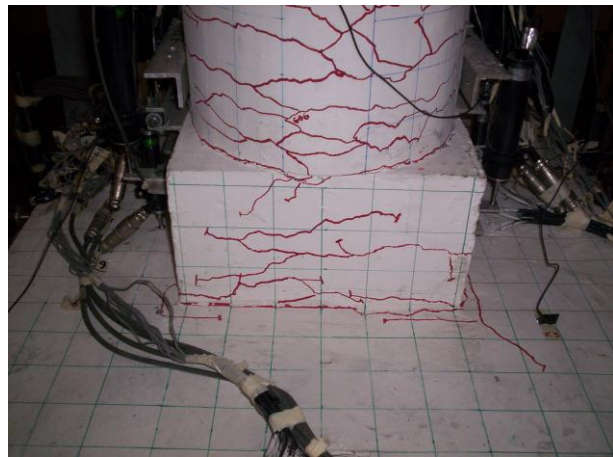
Los daños observados al final del ensaye se muestran en la figura 4.46, no se presenta la perdida del recubrimiento en la columna, en ninguna sección de la misma, se pueden ver grietas en la base de la columna del orden de 3mm.

El espaciamiento de las grietas sigue un patrón similar al espaciamiento del refuerzo transversal de la columna, la columna se agrietó con espaciamiento entre 2cm y 5cm, según la figura 4.46.a Se logra distinguir grietas, con ancho menor que 3mm, en la zona de unión entre la cimentación y la columna.

En la cimentación no se apreció daño considerable, aparecieron grietas diagonales en las esquinas debido a la concentración de esfuerzos, figura 4.46.b. El mayor daño se produce en la base de la columna, principalmente en el cambio de forma de la sección.



(a) Columna



(b) Base de columna

Figura 4.47. Daños en espécimen ensayado en mesa vibradora.

CAPITULO 5. EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS ESPECÍMENES ENSAYADOS EN MURO DE REACCIÓN

5.1 INTRODUCCIÓN

Se proponen modelos para evaluar las fuerzas internas en la cimentación tipo candelero y el desplazamiento de la columna.

Los modelos analíticos consideraron a columnas en voladizo, con la base empotrada. Estos modelos analíticos se utilizaron en la primera predicción de la respuesta de los especímenes para los ensayos pseudo-estático con carga cíclica reversible. Posteriormente se realizan mejoras en los modelos para la predicción de la respuesta estática considerando la cimentación tipo candelero y su interacción con la columna.

5.2 MODELO PROPUESTO PARA LA EVALUACIÓN DE LAS FUERZAS INTERNAS DE LA CIMENTACION TIPO CANDELERO

El modelo propuesto, para evaluar las fuerzas internas en la cimentación tipo candelero, en esta investigación tiene en cuenta las fuerzas de fricción entre las paredes del candelero y la columna, así como las recomendaciones anteriores dadas por la DIN1045 (1981) y Osanai et al (1996), además este modelo tiene en cuenta la fuerza de fricción de las paredes laterales. Sin embargo, tanto el modelo propuesto como los existentes están basados en acciones estáticas y no necesariamente son adecuados para el caso de acciones del tipo sísmico. Las hipótesis consideradas bajo la acción de fuerzas estáticas no necesariamente son conservadoras para el diseño por acciones dinámicas, como las excitaciones sísmicas, debido a que las fuerzas de fricción pueden sufrir degradaciones importantes cuando las acciones son dinámicas.

La fuerza de fricción lateral, entre la columna y la cimentación, se produce debido al confinamiento que ejercen las paredes laterales del candelero sobre la columna. Las fuerzas de interacción entre la columna y la cimentación, se muestran en la figura 5.1. En esta figura C_s es la fuerza de compresión en el borde superior de la cimentación candelero, C_t es la fuerza de compresión en la base de la columna embebida de la columna, R es la fuerza de reacción vertical en la columna, μ es el coeficiente de fricción de las superficies en contacto entre la columna y la cimentación, μC_s es la fuerza de fricción vertical debido a la fuerza C_s , μC_t es la fuerza de fricción vertical debido a la fuerza C_t , f_r es la fuerza de fricción debido al confinamiento de las paredes transversales de la cimentación, D es el peralte de la columna, H es la profundidad de la cimentación candelero donde queda embebida parte de la columna, b es el ancho de la cavidad donde queda embebida parte de la columna. Los coeficientes α_1 , α_2 , α_3 , que se muestran en la figura 5.1, representan los valores por los que se debe multiplicar a las dimensiones D y H para obtener la distancia menor al centroide de la distribución de esfuerzos en la cimentación, si estos esfuerzos fueran triangulares el valor de estos coeficientes serían igual a 1/3.

La figura 5.1 muestra el modelo propuesto en esta investigación, el cual representa a la parte empotrada de la columna dentro de la cimentación. En este modelo las fuerzas actuantes externas están representadas por la carga axial P , el momento flexionante M y la fuerza cortante V .

Por simplicidad se supone el coeficiente de fricción μ es constante e igual en todas las superficies en el interior del candelero. El valor que se recomienda emplear para el coeficiente de fricción es función del tipo de material de la superficie, para el caso en estudio se trata de superficies de concreto rugoso y, además este coeficiente es función de la profundidad del candelero y varía entre 0.5 y 1 dependiendo de la relación que hay entre el valor de (H/D) de la tabla 2.1.

La fuerza de fricción fr se presenta debido al cambio volumétrico de la parte empotrada de la columna y al confinamiento de las paredes de la cimentación, esta fuerza de fricción se calcula mediante la ec. 5.2.

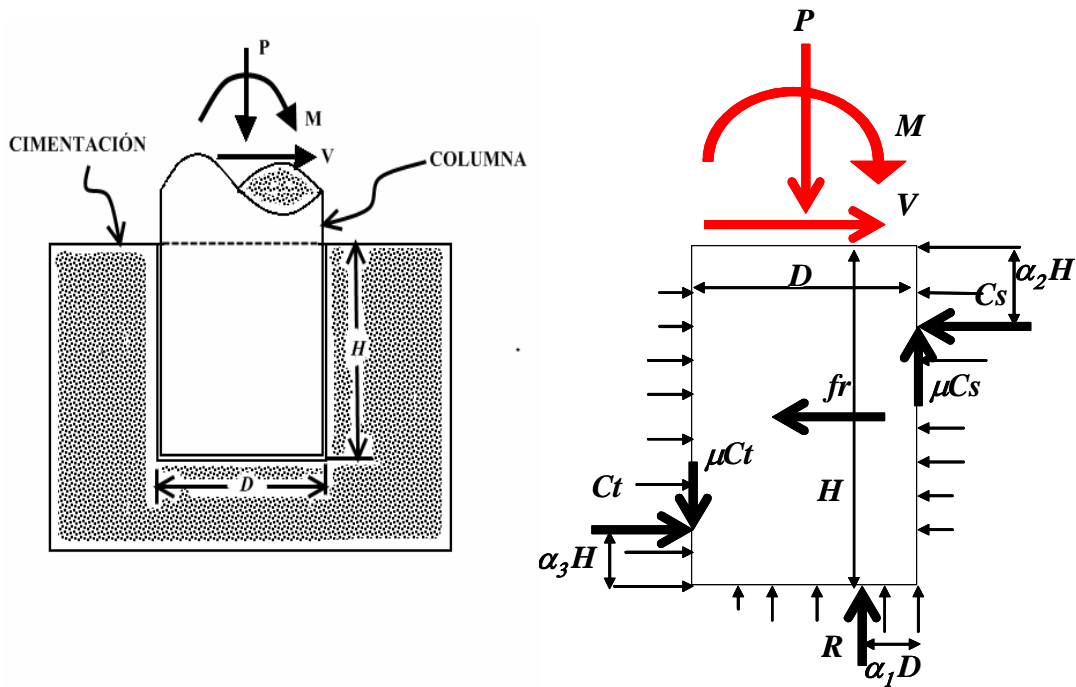


Figura 5.48 Modelo propuesto en esta investigación

Para realizar el cálculo de las fuerzas internas en la zona empotrada, se emplea un diagrama de cuerpo libre donde se aísla la parte empotrada de la columna en la cimentación. Este diagrama representa las fuerzas estáticas actuantes externas, reacciones y las fuerzas de fricción, según muestra la figura 5.1.

Con base en las condiciones de equilibrio del modelo representado en la figura 5.1, se obtiene el sistema de ecuaciones siguiente.

$$\begin{pmatrix} 1 & -1 & 0 \\ \mu & -\mu & 1 \\ \frac{\mu D}{2} - \alpha_2 H & \frac{\mu D}{2} + H - \alpha_3 H & \frac{D}{2} - \alpha_1 D \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} C_s \\ C_t \\ R \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} V - fr \\ P \\ M + \frac{1}{2} fr H \end{Bmatrix} \quad (5.1)$$

La fuerza de fricción fr , debido al confinamiento de las paredes laterales del candelero se evalúa con la ec. 5.2, se deduce con base en la ley generalizada de Hooke y es función de las dimensiones del empotramiento, de las fuerzas actuantes externas y de las propiedades del material de la columna.

$$fr = \mu \nu \left(\frac{H}{b} \right) \left(P + \frac{M}{D} \right) \quad (5.2)$$

En la expresión anterior μ es el coeficiente de fricción, ν es el coeficiente de Poisson, b es el ancho del candelero, P es la carga axial, M es el momento flexionante, V es la fuerza cortante.

De la solución del sistema de ecuaciones 5.1, se obtienen las fuerzas de reacción en el candelero C_s , C_t , R .

La solución del sistema de ecuaciones 5.1 para las fuerzas de reacción C_s , C_t , R son las que se muestran en las ec. 5.3, 5.4, 5.5 respectivamente.

$$C_s = \frac{[(\alpha_1 - 1)\mu + (\alpha_3 - 1)(\frac{H}{D})](V - fr) + (\frac{1}{2} - \alpha_1)P - (\frac{H}{D})(\frac{M}{H} + \frac{1}{2} fr)}{(\alpha_3 + \alpha_2 - 1)(\frac{H}{D}) - \mu} \quad (5.3)$$

$$C_t = \frac{[\alpha_1\mu - \alpha_2(\frac{H}{D})](V - fr) + (\frac{1}{2} - \alpha_1)P - (\frac{H}{D})(\frac{M}{H} + \frac{1}{2} fr)}{(\alpha_3 + \alpha_2 - 1)(\frac{H}{D}) - \mu} \quad (5.4)$$

$$R = P - \mu(V - fr) \quad (5.5)$$

La variación de las fuerzas internas en el candelero representadas por C_s , C_t , R en función de las fuerzas actuantes (V , M , P) y el coeficiente de fricción (μ), se muestra en la Figura 5.2. Las fuerzas internas en el candelero decrecen cuando el coeficiente de fricción aumenta (μ), según se observa en la figura 5.2, los resultados que muestra esta figura son adimensionales, los resultados se obtuvieron del cociente de las fuerzas internas C_s , C_t , R con respecto del cortante actuante V (C_s/V , C_t/V , R/V). Particularmente en esta investigación se conocen los cocientes P/V igual a 0.34, fr/V igual a 1.34, H/D igual a 1.67 y M/V igual a 5.6m, además, los coeficientes α_1 , α_2 , α_3 se consideraron igual a $1/6$, estos valores fueron considerados en función a los datos experimentales de los especímenes estudiados en el capítulo 3.

Se puede observar que la relación R/V es casi constante, aumenta según el coeficiente de fricción, las fuerzas internas de reacción C_s , C_t , son similares para valores del coeficiente de fricción entre 0 y 1 según muestra la Figura 5.2.

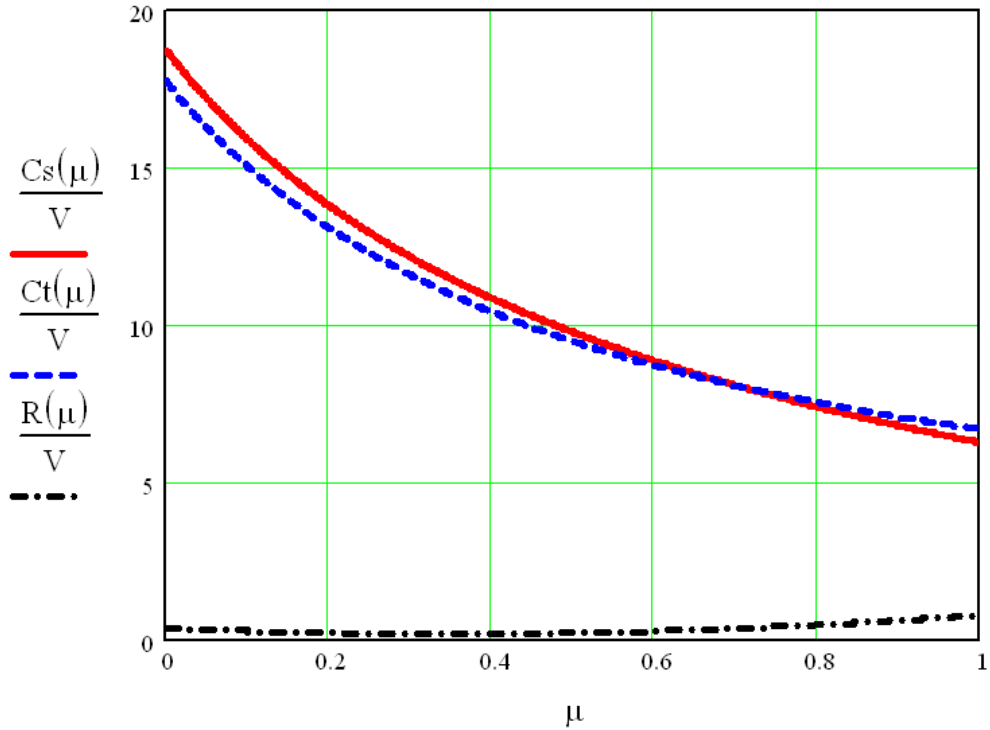


Figura 5.49. Variación de las fuerzas internas en función al coeficiente de fricción μ .

La Figura 5.3 muestra una distribución teórica de la distribución de esfuerzos y deformaciones en la zona superior del candelero, esta distribución se supone de forma triangular y de acuerdo con el volumen de esfuerzos la fuerza de compresión C_s está dada por la siguiente ecuación.

$$C_s = \frac{1}{2} \beta_h H b \sigma_c \quad (5.6)$$

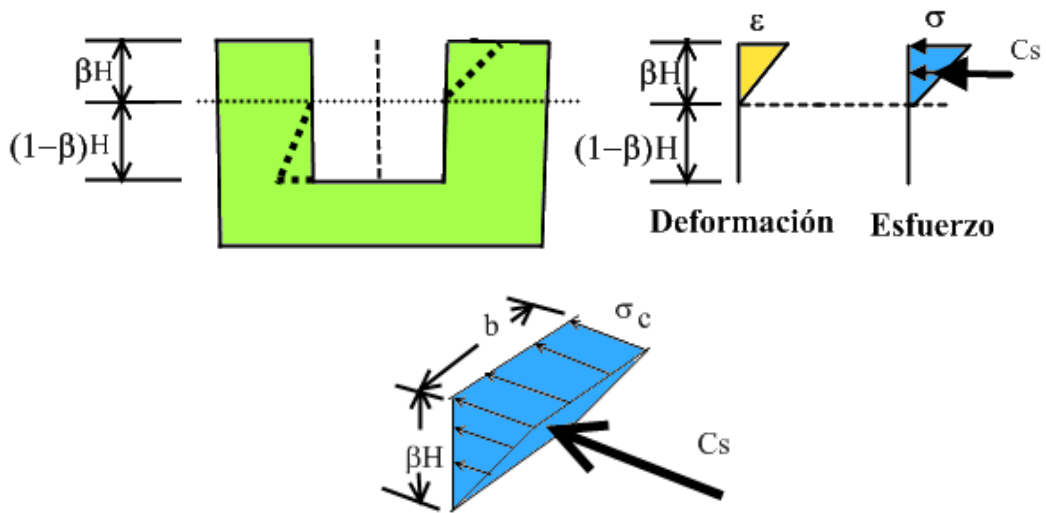


Figura 5.50. Distribución de esfuerzos en la zona superior del candelero.

De la ec. 5.6 se puede deducir que el esfuerzo normal de compresión en la zona superior del candelero está dado por la expresión siguiente.

$$\sigma_c = \frac{2C_s}{\beta_h H b} \quad (5.7)$$

Donde $\beta_h H$ es la profundidad de la zona en compresión del candelero, la hipótesis que se plantea es que el esfuerzo normal en las paredes de la cimentación se debe mantener elástica para el diseño, además que el esfuerzo de compresión se distribuye triangularmente desde la mitad de la profundidad hasta el borde superior del mismo.

Cuando se considera que el coeficiente de fricción es nulo, las ecuaciones 5.3 a 5.5 se transforman en las siguientes expresiones

$$C_s = \frac{(1-\alpha_3)V + (\alpha_1 - \frac{1}{2})(\frac{D}{H})P + (\frac{M}{H})}{(1-\alpha_3 - \alpha_2)} \quad (5.8)$$

$$C_t = \frac{\alpha_2 V + (\alpha_1 - \frac{1}{2})(\frac{D}{H})P + (\frac{M}{H})}{(1-\alpha_3 - \alpha_2)} \quad (5.9)$$

$$R = P \quad (5.10)$$

Para valores constantes de la carga axial (P), fuerza cortante (V), momento flexionante (M) y los coeficientes α_1 , α_2 y α_3 , los valores de las fuerzas internas C_s y C_t quedan como función lineal de la relación (D/H). Si α_1 es menor que $\frac{1}{2}$ las fuerzas internas disminuyen con el aumento de la carga axial P, por lo que ignorar la carga axial es conservador para el calculo de estas fuerzas.

Se debe mencionar que en un diseño por capacidad se requiere que la cimentación sea lo suficientemente resistente como para que el daño se produzca fuera de la cimentación. De acuerdo con lo anterior, la cimentación debe tener una resistencia mayor que la suministrada a la columna, para evitar un posible daño en ella.

Para la cimentación candelero convencional la fuerza de tensión de demanda T (figura 2.3, capítulo 2) es igual a $\frac{1}{2}C_s$. La expresión para obtener la resistencia en tensión de la cimentación está dada por la ecuación 5.11, en esta ecuación T_R es la fuerza de tensión resistente, F_R es el factor de reducción por resistencia, A_s es el área del acero de refuerzo, f_y es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

$$T_R = F_R A_s f_y \geq T \quad (5.11)$$

Los tipos de cimentación candelero que se estudiaron en esta investigación fueron dos, el candelero común ya descrito y el otro que tiene un sistema de presfuerzo en el borde superior.

En caso de que se utilice el sistema con presfuerzo en la cimentación tipo candelero las ecuaciones a resolver estaría dada por el sistema ecuaciones 5.12, el cual es una generalización de la ecuación 5.1, la figura 5.4 muestra el modelo del candelero con presforzado.

$$\begin{pmatrix} 1 & -1 & 0 & 1 \\ \mu & -\mu & 1 & 0 \\ \frac{\mu D}{2} - \alpha_2 H & \frac{\mu D}{2} + H - \alpha_3 H & \frac{D}{2} - \alpha_1 D & e_p \\ k_p & 0 & 0 & -1 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} C_{sp} \\ C_{tp} \\ R_p \\ \Delta T_p \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} V - fr \\ P \\ M + \frac{1}{2} fr H \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (5.12)$$

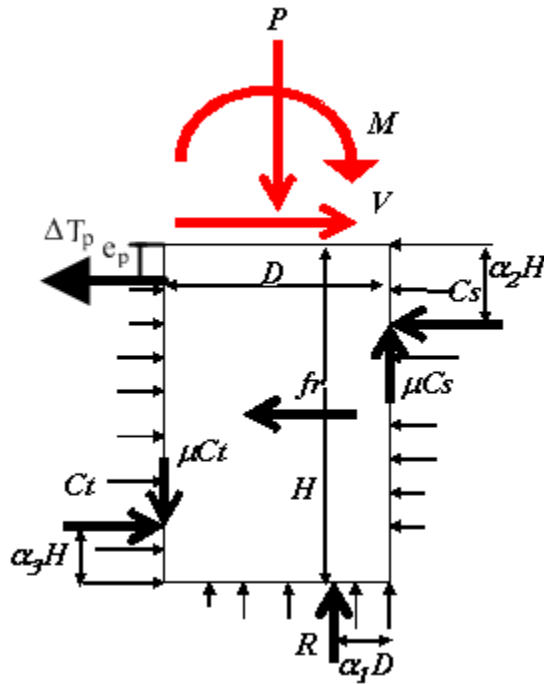


Figura 5.51. Modelo de candelero con presfuerzo en el borde superior.

En la ecuación 5.13 e_p es la excentricidad del presfuerzo respecto del borde superior de la cimentación candelero, k_p está dada por la siguiente ecuación.

$$k_p = 2nAsp \left(1 - \frac{e_p}{\beta_h H} \right) \frac{1}{\beta_h H b} \quad (5.13)$$

En la ecuación 5.13, n es la relación de módulos elásticos del acero y del concreto (E_s/E_c), Asp es el área del refuerzo de presforzado, $\beta_h H$ es la altura efectiva donde se distribuye la fuerza interna de reacción C_{sp} . La ec. 5.12 se obtiene de considerar compatibilidad de deformaciones del concreto y del acero de presfuerzo.

Las fuerzas de reacción en el candelero con presfuerzo son aproximadamente igual a las del candelero sin presfuerzo; el presfuerzo no influye en las fuerzas de reacción internas de manera importante. Sin embargo el esfuerzo de compresión inicial del presfuerzo, aplicada a la cimentación, puede llevar al aplastamiento del concreto precomprimido, según se analiza con detalle en el capítulo 7. El esfuerzo de compresión total en la pared del candelero debido a las fuerzas de reacción y al presfuerzo se calcula aproximadamente con la siguiente expresión.

$$\sigma_{cp} = \frac{2C_{sp}}{\beta_h H b} + \frac{F_p}{2e_p b} \quad (5.14)$$

La resistencia del candelero con presforzado está dada por la ecuación 5.15 En esta ecuación se obtiene de substituir la resistencia del acero de refuerzo corrugado y la resistencia del cable de presfuerzo en la ec. 5.10, donde A_{sp} es el área del acero del cable de presfuerzo y f_{admsp} es su esfuerzo admisible.

$$T_R = FR(A_s f_y + A_{sp} f_{admsp}) \leq T \quad (5.15)$$

La figura 5.5 muestra el diagrama de cuerpo libre de parte de la columna que está embebida dentro de la cimentación candelero con postensado. En el primer diagrama de cuerpo libre la figura muestra las fuerzas internas (C_s , C_t , R , μC_s , μC_t , f_r), debido a las acciones de las cargas externas (P, M, V), el segundo diagrama muestra las fuerzas actuantes debido a los cables de postensado (F_p), que se auto-equilibran y el tercero muestra el incremento de las fuerzas de tensión en el cable de postensado (ΔT_p).

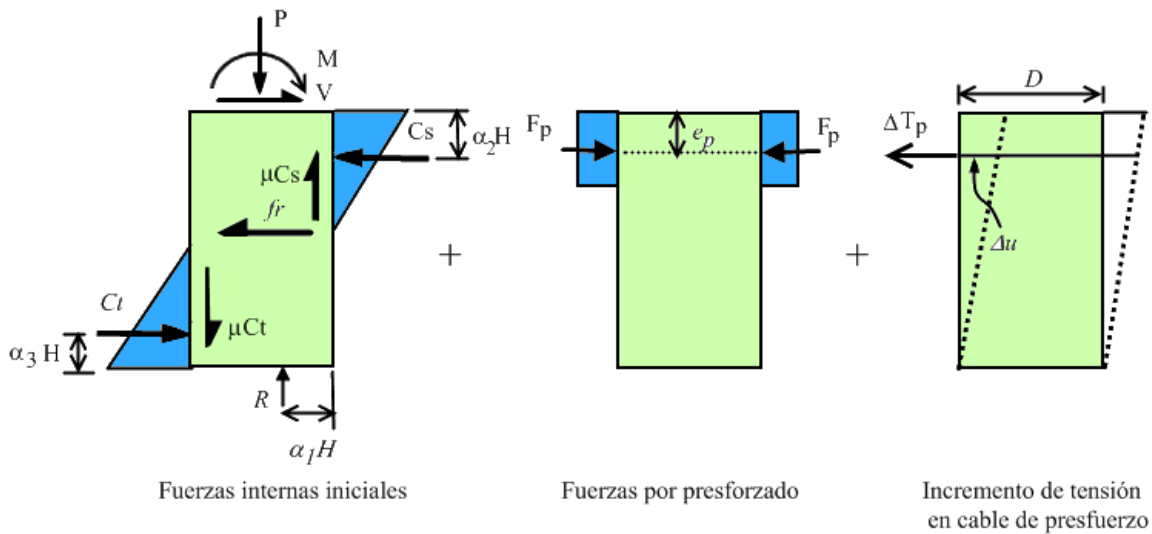


Figura 5.52. Fuerzas internas del candelero con presfuerzo en el borde superior.

A continuación se muestra la deducción de las ecuaciones 5.12 a 5.14

Los esfuerzos de compresión en el borde superior se expresa para las fuerzas actuantes externas, según la ec.5.7 y se reemplaza C_s por C_{sp} y queda la expresión siguiente.

$$\sigma_{cp} = \frac{2C_{sp}}{\beta_h H b} \quad (5.16)$$

Los esfuerzos de compresión debido al presfuerzo se expresa mediante la expresión siguiente.

$$\sigma_p = \frac{F_p}{2e_p b} \quad (5.17)$$

Al sumar los esfuerzos por acciones de las fuerzas de interacción con la cimentación, ec. 5.16, y las debidas al presfuerzo, ec. 5.17, se obtiene la expresión 5.14.

Bajo la suposición que la distribución de deformaciones unitarias es lineal y esta se analiza en el borde superior a compresión de la cimentación tipo candelero, ver figura 5.5, la deformación unitaria a nivel de la línea de aplicación del presfuerzo se representa según muestra la figura 5.6, donde se indica que la deformación unitaria que corresponde a los cables de prefuerzo (ε_p) está a una profundidad e_p .

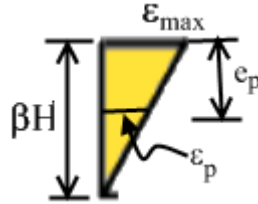


Figura 5.53. Deformaciones unitarias

Por aplicación de triángulos semejantes se determina una expresión para la deformación unitaria correspondiente al cable de presforzado (ε_p), el cual se muestra a continuación.

$$\frac{\varepsilon_{\max}}{\beta_h H} = \frac{\varepsilon_p}{\beta_h H - e_p} \quad (5.18)$$

De la expresión 5.18 se despeja la deformación unitaria correspondiente para el cable presforzado (ε_p) y se obtiene la expresión siguiente.

$$\varepsilon_p = \left(1 - \frac{e_p}{\beta_h H}\right) \varepsilon_{\max} \quad (5.19)$$

El incremento de deformación del cable presforzado (Δu) debido a un incremento de la deformación (ε_p) en el mismo, se expresa con la ec. 5.20. El incremento de la tensión en el cable (ΔT_p) se escribe en términos de la rigidez axial del cable (K_L) y del incremento de la deformación del cable (Δu), ec. 5.21. La rigidez axial del cable (K_L) se expresa en términos del módulo elástico del acero (E_s), del área de la sección del cable de prefuerzo (A_{sp}) y de la longitud del cable, que es igual al peralte de la columna (D), de la longitud que se introduce en la cimentación tipo candelero. Al reemplazar las ecuaciones 5.20 y 5.22 en la ecuación 5.21 y se obtiene la expresión 5.23.

$$\Delta u = \varepsilon_p D \quad (5.20)$$

$$\Delta T_p = K_L \Delta u \quad (5.21)$$

$$K_L = \left(\frac{E_s A_{sp}}{D} \right) \quad (5.22)$$

$$\Delta T_p = \left(\frac{E_s A_{sp}}{D} \right) \varepsilon_p D \quad (5.23)$$

Al realizar las simplificaciones correspondientes y reemplazar la ec. 5.19 en 5.23 se obtiene la ecuación 5.24 y suponiendo que el concreto se encuentra en estado elástico, la deformación unitaria del concreto se expresa en función del esfuerzo (σ_{cp}) y el módulo elástico (E_c) mediante la ec. 5.25. Luego de reemplazar la ec. 5.18 y 5.25 en la ec. 5.24 se obtiene la expresión 5.26.

$$\Delta T_p = (E_s A_{sp}) \left(1 - \frac{e_p}{\beta_h H}\right) \varepsilon_{\max} \quad (5.24)$$

$$\varepsilon_{\max} = \frac{\sigma_{cp}}{E_c} \quad (5.25)$$

$$\Delta T_p = (E_s A_{sp}) \left(1 - \frac{e_p}{\beta_h H}\right) \frac{\left(\frac{2Csp}{\beta_h Hb}\right)}{E_c} \quad (5.26)$$

A partir de la ec. 5.26 y reemplazar la relación de módulos (n) dada por la ec. 5.27 en la ec. 5.28 se obtiene la ec. 5.29, de donde se define un factor constante (k_p) que está expresado según la la ec. 5.30.

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (5.27)$$

$$\Delta T_p = \left(\frac{E_s}{E_c}\right) A_{sp} \left(1 - \frac{e_p}{\beta_h H}\right) \frac{2Csp}{\beta_h Hb} \quad (5.28)$$

$$\Delta T_p = 2nA_{sp} \left(1 - \frac{e_p}{\beta_h H}\right) \left(\frac{1}{\beta_h Hb}\right) Csp \quad (5.29)$$

$$k_p = 2nA_{sp} \left(1 - \frac{e_p}{\beta_h H}\right) \left(\frac{1}{\beta_h Hb}\right) \quad (5.30)$$

La ecuación de equilibrio establecido a partir de la compatibilidad de deformaciones queda expresada por la ecuación 5.31, esta ecuación es la cuarta fila del sistema de ecuaciones 5.12.

$$\Delta T_p = k_p Csp \quad (5.31)$$

A continuación se indica la solución del sistema de ec. 5.12.

La fuerza de compresión en el borde superior de la cimentación con presfuerzo, C_{sp} , está dada por la expresión siguiente.

$$C_{sp} = \frac{(V - fr) \left[\left(\frac{H}{D} \right) (1 - \alpha_3) + \mu (1 - \alpha_1) \right] + \left(\frac{H}{D} \right) \left(\frac{M}{H} + \frac{1}{2} fr \right) - P \left(\frac{1}{2} - \alpha_1 \right)}{\left(\frac{H}{D} \right) (1 - \alpha_2 - \alpha_3) + \mu + \left[\left(\frac{e_p}{D} \right) + \left(\frac{H}{D} \right) (1 - \alpha_3) + \mu (1 - \alpha_1) \right] k_p} \quad (5.32)$$

La fuerza de compresión en la pared del fondo de la cimentación, C_p , está dado por la expresión siguiente.

$$C_p = \frac{(V - fr) \left[\left(\frac{H}{D} \right) \alpha_2 - \mu \alpha_1 - \left(\frac{e_p}{D} \right) k_p \right] + \left(\frac{H}{D} \right) (1 + k_p) \left(\frac{M}{H} + \frac{1}{2} fr \right) - P \left(\frac{1}{2} - \alpha_1 \right) (1 + k_p)}{\left(\frac{H}{D} \right) (1 - \alpha_2 - \alpha_3) + \mu + \left[\left(\frac{e_p}{D} \right) + \left(\frac{H}{D} \right) (1 - \alpha_3) + \mu (1 - \alpha_1) \right] k_p} \quad (5.33)$$

La fuerza de compresión en la pared del fondo de la cimentación, R_p , está dado por la expresión siguiente.

$$R_p = \frac{(V - fr) A_{\mu p} + \left(\frac{H}{D} \right) \mu k_p \left(\frac{M}{H} + \frac{1}{2} fr \right) + P B_{\mu p}}{\left(\frac{H}{D} \right) (1 - \alpha_2 - \alpha_3) + \mu + \left[\left(\frac{e_p}{D} \right) + \left(\frac{H}{D} \right) (1 - \alpha_3) + \mu (1 - \alpha_1) \right] k_p} \quad (5.34)$$

Donde

$$A_{\mu p} = \mu \left[\left(\frac{H}{D} \right) (\alpha_2 + \alpha_3 - 1) - \mu - \left(\frac{e_p}{D} \right) k_p \right]$$

$$B_{\mu p} = \left(\frac{H}{D} \right) (1 - \alpha_2 - \alpha_3) + \mu + \left[\left(\frac{H}{D} \right) (1 - \alpha_3) + \left(\frac{e_p}{D} \right) + \frac{1}{2} \mu \right] k_p$$

La expresiones anteriores generalizan las obtenidas para la cimentación tipo candelero simple, en caso que no exista presfuerzo el valor de k_p es igual a cero, al reemplazarlas en las expresiones anteriores se reproducen las ecuaciones 5.3, 5.4 y 5.5.

5.3 EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA EXPERIMENTAL DE LOS ESPECÍMENES ANTE CARGAS CICLICAS LATERALES

Se empleó un modelo simplificado para el análisis de las columnas a escala 1/ 2.5. Con base en hipótesis simplificadas se calcularon fuerzas, desplazamientos y distorsiones para realizar comparaciones con los resultados obtenidos experimentalmente. El modelo consistió en una columna en voladizo con la base perfectamente empotrada, figura 5.7.

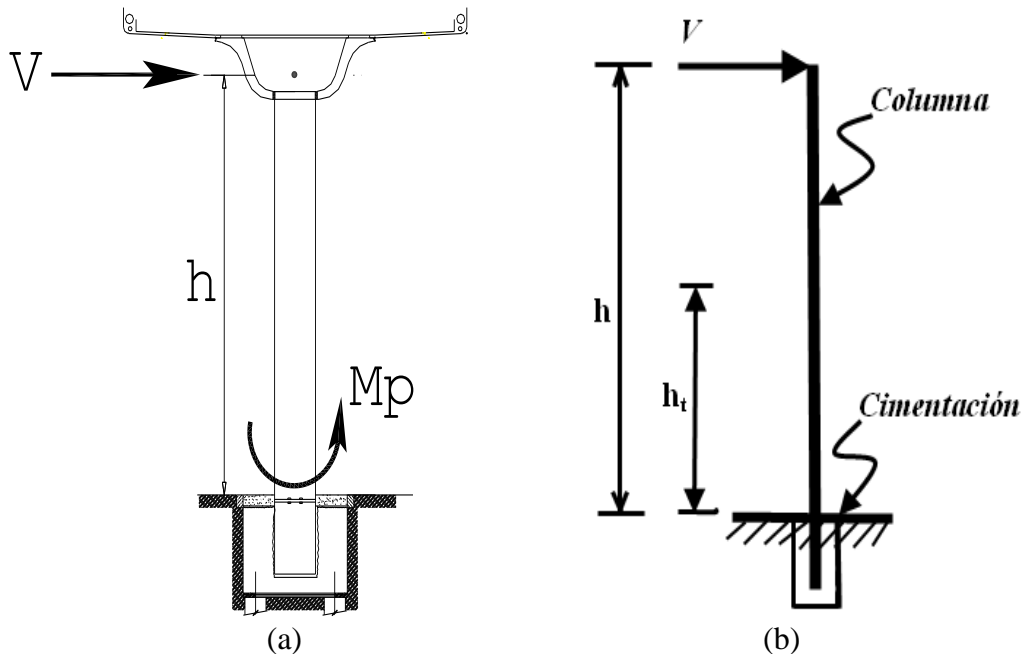


Figura 5.54. (a) Modelo de columna y cimentación candelero (b) Modelo esquemático simplificado con base empotrada.

Con el modelo simplificado descrito se realizó un análisis estático no-lineal simplificado del tipo *push over*. Posteriormente se realizó un análisis no-lineal estático con cargas cíclicas reversibles con ayuda del programa HYSTERES (Carr, 2003), en este análisis se consideró la rigidez obtenido con el modelo simplificado. Para el análisis cíclico reversible se consideró como regla de histéresis el modelo de TAKEDA, los parámetros de la regla de histéresis de TAKEDA fueron: ALPHA igual a cero, BETA igual a cero, el factor N igual a uno. La historia de desplazamiento aplicada en cada modelo fue la utilizada para cada espécimen que se ensayó en el laboratorio, de manera correspondiente.

Como parte de la evaluación analítica se empezó evaluando la resistencia de la cimentación. En esta investigación se realizaron ensayos con cuatro especímenes, la cimentación de los especímenes eran del tipo candelero, dos de los cuales tenían cimentación tipo candelero presforzado y los otro dos con cimentación candelero simple.

Los ángulos entre los puntales y tirantes se recomiendan que sean mayores que 22° (Schlaich, 1987), el ACI 318 en su apéndice A recomienda no menores que 25° . En esta investigación los ángulos entre puntales y tirantes, para la cimentación candelero simple y para el presforzado, son mayor e igual que 24.5° .

La figura 5.8 muestra las fuerzas en la cimentación candelero sin presforzado, vista en planta, mediante un modelo de puntal y tirante. En el cual la fuerza C es igual a 85t, indicado en el capítulo 3, por equilibrio el valor de T es $\frac{1}{2}C$ (42.5t), ver Figura 5.8.a.

La resistencia del candelero se obtiene en función a la resistencia del refuerzo en la zona superior de las paredes del mismo, para una resistencia dentro del límite elástico la resistencia se obtiene según la ecuación 5.11. Con un valor de F_R igual a 1, un área de refuerzo A_s de 55.9cm^2 y esfuerzo de fluencia f_y de 4200kg/cm^2 , el valor para T_R es igual a 234.7t.

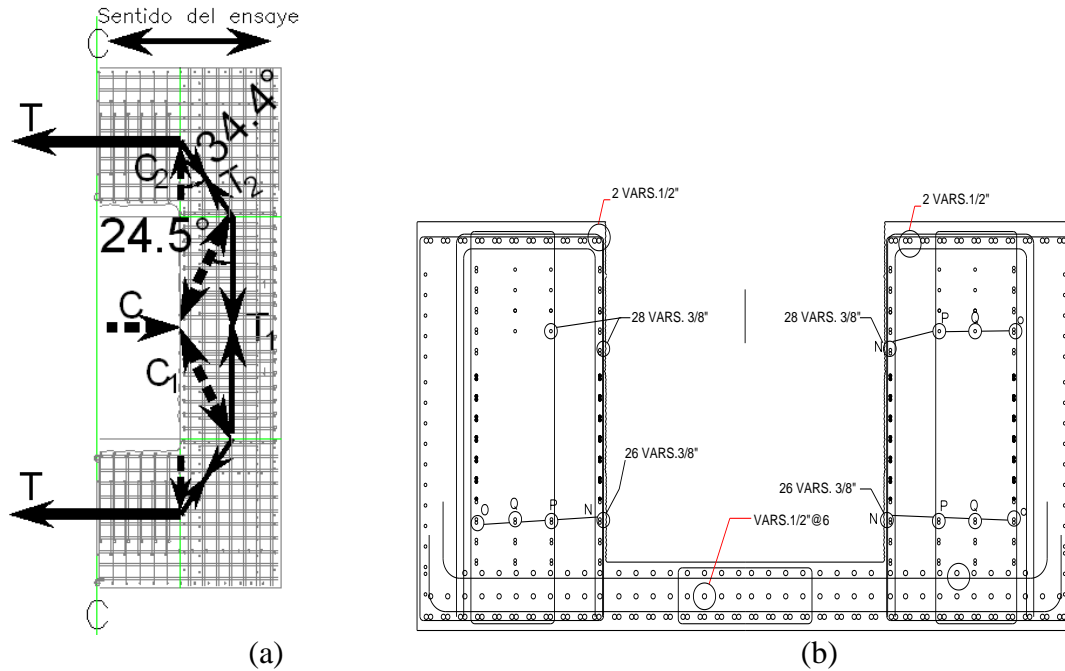


Figura 5.55. (a) Vista en planta, modelo de puntal y tirante. (b) Elevación corte C-C

La cimentación con presfuerzo consiste en una cimentación tipo candelero que lleva en la parte superior una losa presforzada, la cual tiene por finalidad incrementar la trabazón mecánica entre la columna y la cimentación, este tipo de cimentación también se estudió en esta investigación.

El incremento de la trabazón mecánica entre la cimentación y la columna se debe a la losa preforsada, teóricamente el presfuerzo incrementaría la fuerza de fricción en la parte superior del candelero.

Las fuerzas actuantes en la columna producen la fuerza de compresión C sobre la losa presforzada, según se observa en la figura 5.9. Esta fuerza C genera fuerzas internas en la losa presforzada, se propone un modelo de puntal y tirante para la verificación de las fuerzas internas en la losa.

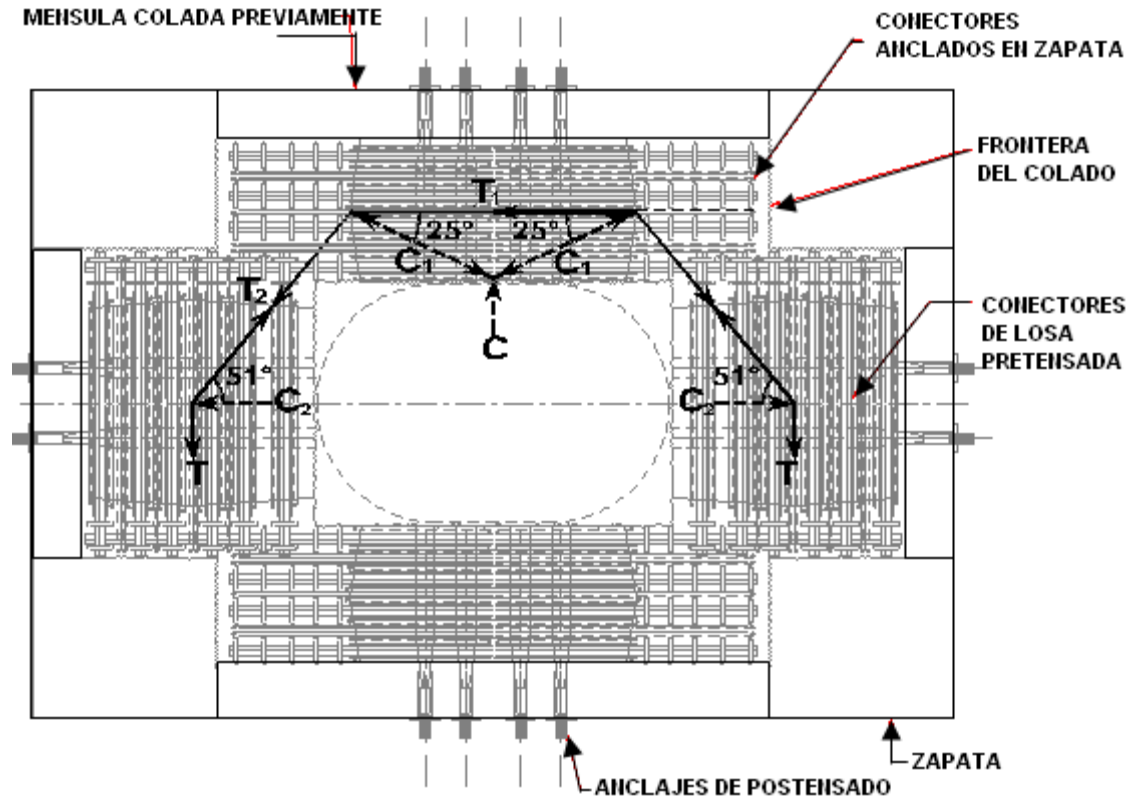


Figura 5.56. Modelo de puntal y tirante para losa postensada, vista en planta

5.2.1 Cálculo simplificado de la respuesta estructural

El modelo simplificado para el análisis estático no lineal, consistió en la columna en voladizo descrito anteriormente, con una altura h_t igual a 1.6m medido a cara de la cimentación, a esta altura se calcula la distorsión para compararlo con el obtenido experimentalmente. Para modelar la sección de la columna se utilizó un modelo bi-lineal de la curva momento-curvatura, el cual se definió a partir de los resultados obtenidos con el programa BIAX (Wallace, 1989). Las características de la curva bi-lineal se definen de manera que tenga la misma área bajo la curva que la calculada con el programa BIAX (Wallace, 1989).

La figura 5.10 muestra la superposición de los diagramas, la primera pendiente o rigidez efectiva de la sección (EI_{ef}) en el intervalo de comportamiento elástico es 43% de la rigidez de la sección bruta (EI_g), esta rigidez es secante a la curva momento-curvatura obtenido con el programa BIAX (Wallace, 1989), dibujada con línea discontinua. La rigidez en el intervalo inelástico de comportamiento (EI_p) es 5.3% de la rigidez efectiva (EI_{ef}).

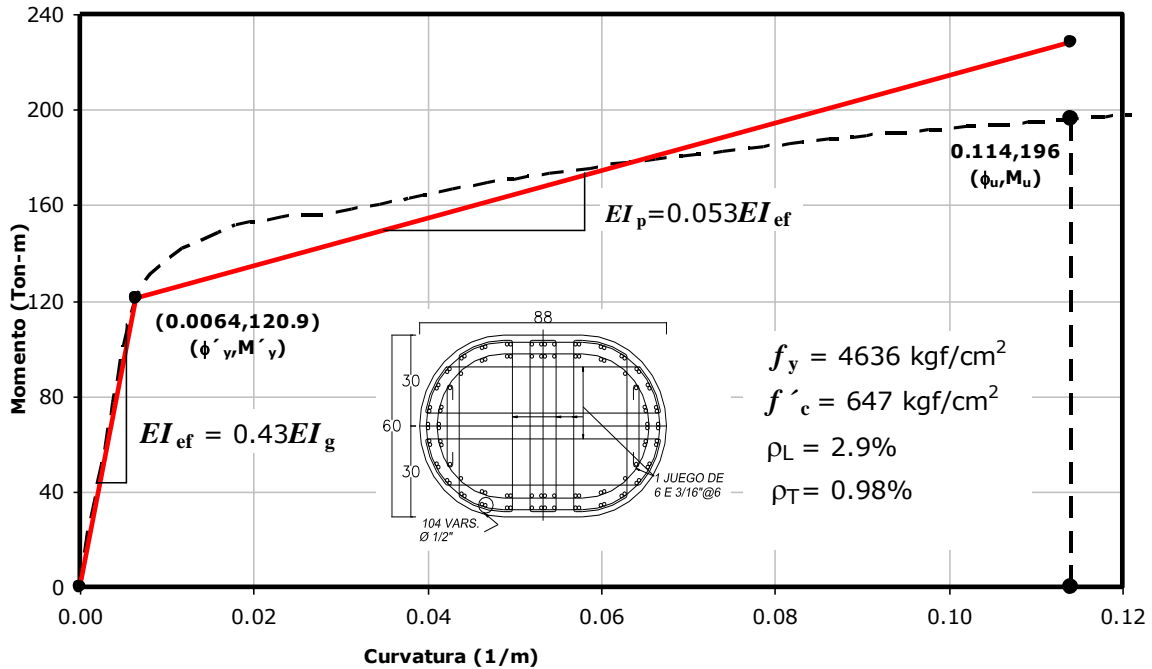


Figura 5.57. Diagrama momento-curvatura, calculado.

Se realizaron comparaciones de los resultados experimentales y los resultados calculados con los modelos teóricos de las respuestas histéricas para momento-curvatura y cortante-distorsión. El momento calculado según el reglamento del Distrito Federal (M_{RDF}) se indica en las figuras 5.11 a 5.14.

La envolvente de los ciclos de histéresis para el momento-curvatura experimental sigue la tendencia de la curva monotónica calculada con el programa BIAx (Wallace, 1989). La curva monotónica momento-curvatura calculada está dibujada en línea oscura y continua, la según se observa en las figuras 5.11 a 5.14.

La comparación entre los resultados calculados con los obtenidos experimentalmente validan las curvas calculadas, dado que ambas curvas son similares, se puede observar que la curva monotónica del diagrama momento curvatura es la envolvente de las curvas obtenidas experimentalmente para cada espécimen, ver figuras 5.11 a 5.14.

El resultado del modelo simplificado se muestran en diagramas de cortante en la base y distorsión de la columna, la distorsión máxima corresponde a la curvatura última (ϕ_u) igual a 0.114 m^{-1} . Esta distorsión es calculada a un nivel de 1.6m como se mencionó anteriormente, la distorsión calculada a este nivel se calculó en función al desplazamiento lateral, de este nivel de la columna, dividido entre la altura (1.6m).

La resistencia máxima a flexión M_p fue igual a 196 t-m, obtenida del análisis momento curvatura para la sección empleando el programa BIAx (Wallace, 1989), la altura total de la columna (h) fue 5.6m, la fuerza cortante (V), que muestra la figura 5.7, se calcula según la ec. 5.35, con lo que se obtiene una fuerza cortante actuante de 35t, la resistencia cortante de la columna se calculó con la ec. 5.40 y resultó igual a 156t.

$$V = \frac{M_p}{h} \quad (5.35)$$

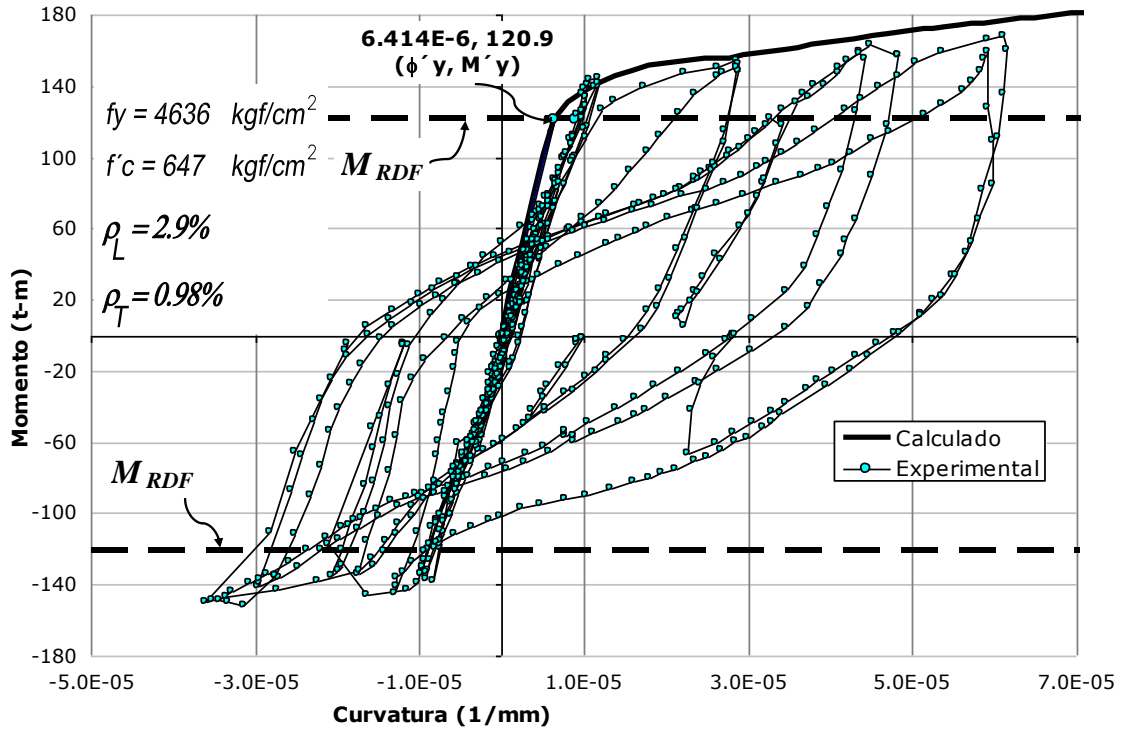


Figura 5.58. Curva momento-curvatura, calculado y experimental, espécimen 1-A

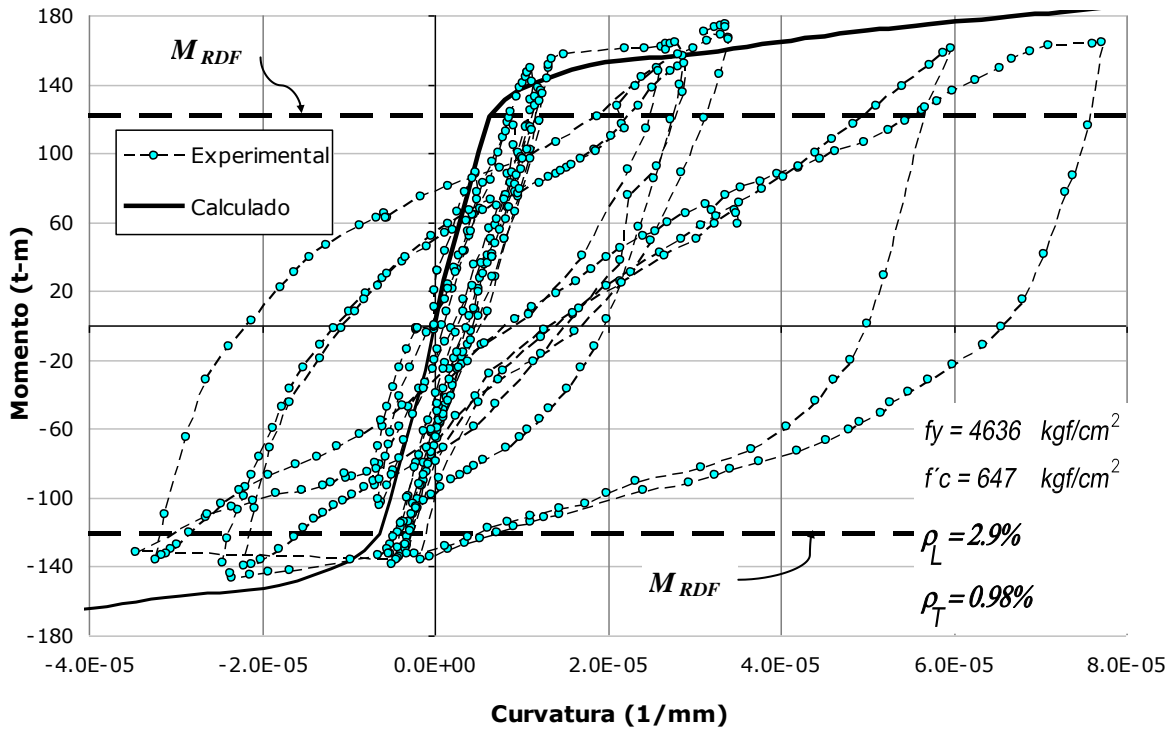


Figura 5.59. Curva momento-curvatura, calculado y experimental, espécimen 1-B

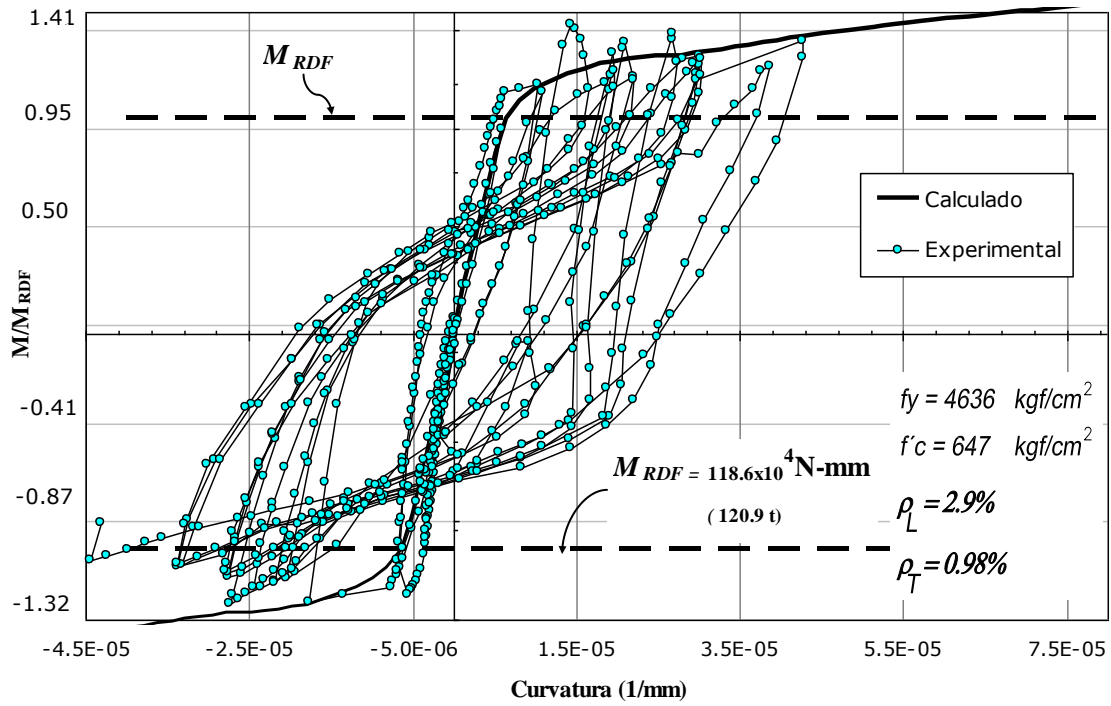


Figura 5.60. Curva momento-curvatura, calculado y experimental, espécimen 2-A

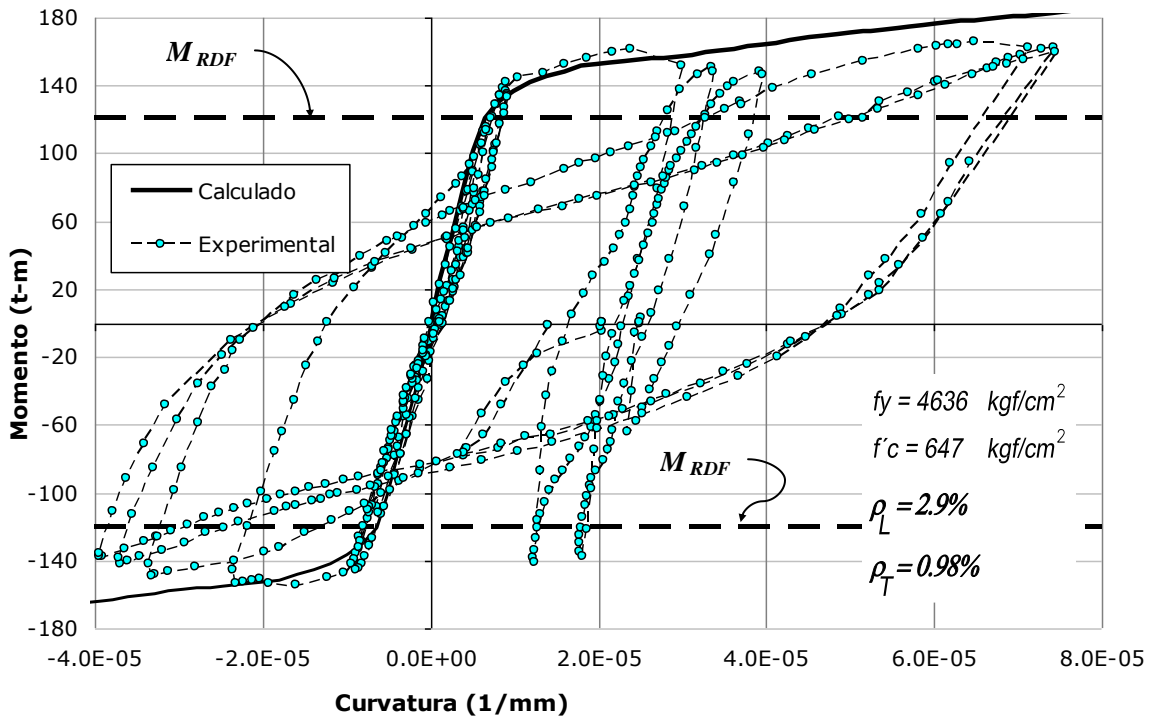


Figura 5.61. Curva momento-curvatura, calculado y experimental, espécimen 2-B

El ACI318 (2011) indica que la resistencia a cortante del concreto para elementos sometidos a cortante y flexión está dada por las expresiones siguientes, unidades en kgf y cm.

$$V_c = \left(0.5\sqrt{f_c'} + 176\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad (5.36)$$

$$\leq 0.93\sqrt{f_c'} b_w d$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f_c'} b_w d \quad (5.37)$$

La resistencia a cortante que aporta el refuerzo transversal está dada por la expresión siguiente.

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (5.38)$$

La resistencia cortante nominal de acuerdo con las especificaciones de ACI318 (2011), esta dado según la expresión siguiente.

$$V_n = V_c + V_s \quad (5.39)$$

La resistencia cortante reducida por el facto ϕ de acuerdo con las especificaciones de ACI318 (2011) está dada según la ec. 5.40.

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s) \quad (5.40)$$

La resistencia a cortante de la columna calculada con al ec. 5.40 (156t) resultó más de cuatro veces el cortante calculado por capacidad, mediante la ec. 5.35 (35t), esta resistencia asegura que el tipo de falla en la columna sea predominantemente por flexión, lo cual es deseable para este tipo de estructuras.

Para realizar el análisis estático no-lineal es necesario evaluar la longitud de la rotula plástica, el cual se calculó con la ec. 5.41, propuesta por Priestley et al. (1996), que está en función a la longitud total de la columna (L), el esfuerzo de fluencia de diseño (f_{ye}) y el diámetro del refuerzo principal (d_b) en mm. (Priestley et al.1996).

$$L_p = 0.08L + 0.022f_{ye}d_{bl} \geq 0.044f_{ye}d_{bl} \quad (\text{en MPa, mm}) \quad (5.41)$$

Se reemplazan los valores correspondientes en la ec. 5.41, para L igual a 5600mm, f_{ye} es igual a 464Mpa y d_{bl} igual a 12.7mm, donde L_p resultó 578mm.

El desplazamiento a una altura h_t de la columna en el intervalo de comportamiento elástico queda expresado en función de la curvatura en la base, (ϕ_b), y el del extremo superior (ϕ_t), además de la altura h_t y la altura total de la columna h . El desplazamiento de la columna (Δ_{ly}) queda expresado de la siguiente forma.

$$\Delta_{ly} = \phi_y \frac{h_t^2}{6} \left(3 - \frac{h_t}{h} \right) \quad (5.42)$$

A continuación se lleva a cabo el cálculo del desplazamiento elástico de la columna y se deduce la ec. 5.42.

La curvatura (ϕ_t) se expresa en función a la fuerza horizontal actuante en la columna y las propiedades geométricas de la columna de la siguiente manera:

$$\phi_t = V(h-h_t)/EI_{ef} \quad (5.42.1)$$

La curvatura de fluencia (ϕ_y) se supone ocurre primero en la base y está dado por:

$$\phi_y = V(h)/EI_{ef} \quad (5.42.2)$$

En ambas expresiones (5.42.1 y 5.42.2) se considera que la rigidez efectiva (EI_{ef}) es constante en la altura de la columna para simplificar el análisis, lo cual no es estrictamente correcto, debido a que en la columna ocurren distintos niveles de carga por flexión y ésta determina distintos niveles de agrietamiento en la columna, por consiguiente la rigidez de la columna debe variar con la altura, disminuyendo a medida que se incrementa el momento flexionante.

De las dos última expresiones se obtiene la relación entre curvaturas (ϕ_t/ϕ_y)

$$(\phi_t/\phi_y) = (1-h_t/h) \quad (5.42.3)$$

Al emplear el método de la viga conjugada en la columna, se obtiene la siguiente expresión para el desplazamiento de fluencia (Δ_{ty}).

$$\Delta_{ty} = \frac{1}{2}(\phi_y - \phi_t)h_t \frac{2}{3}h_t + \phi_t h_t \frac{1}{2}h_t \quad (5.42.4)$$

Luego el desplazamiento de fluencia (Δ_{ty}) que da expresado de la forma siguiente.

$$\Delta_{ty} = \frac{\phi_y}{6} h_t^2 (2 + \frac{\phi_t}{\phi_y}) \quad (5.42.5)$$

Al reemplazar la ec. 5.42.3 en 5.42.5 se obtiene la ec. 5.42.

Al evaluar la ec. 5.42, con ϕ_y igual a $6.4 \times 10^{-3} \text{mm}^{-1}$, h_t igual a 1600mm y h igual a 5600mm, se obtiene un desplazamiento (Δ_{ty}) igual a 7.4mm.

El momento calculado según el reglamento del Distrito Federal (M_{RDF}) fue igual a 120.9 t-m, para lo cual se asignó valores experimentales para el valor del esfuerzo de fluencia del acero (f_y) igual a 4636 kgf/cm² y la resistencia a compresión del concreto (f'_c) de 647 kgf/cm², y el factor de reducción F_R igual a 1, este valor del momento se indican en la figura 5.10.

La distorsión de fluencia obtenida con el modelo simplificado empotrado fue 0.005, según muestran la figuras 5.15 y 5.16, para cortante y momento de fluencia de 21.6t y 121.9 t-m respectivamente. Esta distorsión es menor que la obtenida experimentalmente, posteriormente se refina el cálculo de esta distorsión considerando deformaciones adicionales que se presentan en este tipo de columnas con cimentación tipo candelero.

El incremento por desplazamiento inelástico expresado por la ec. 5.43, se debe sumar al desplazamiento de fluencia para obtener el desplazamiento último, el cual ocurre cuando la columna incursiona en el intervalo de comportamiento inelástico.

$$\Delta_{ip} = \left(\frac{M_u - M_n}{M_n} \right) \Delta_{ty} + L_p (\phi_u - \phi_y) (h_t - 0.5L_p) \quad (5.43)$$

Después de evaluar la ec. 5.43, donde el momento último M_u es igual a 238t-m, el momento nominal asociado al reglamento M_n es igual a 120.9 t-m, el incremento de desplazamiento inelástico resulta $\Delta_{ip} = (238-120.9/120.9)*7.4\text{mm}+0.578\text{m}*(0.11\text{m}^{-1}-0.0064\text{m}^{-1})*(1600\text{mm}-0.5*578\text{mm}) \approx 86\text{mm}$

Por lo tanto el desplazamiento último ($\Delta_{iy}+\Delta_{ip}$) resulta 93.4mm y la distorsión correspondiente igual a 0.058. Estos resultados se comparan posteriormente con los resultados experimentales obtenidos.

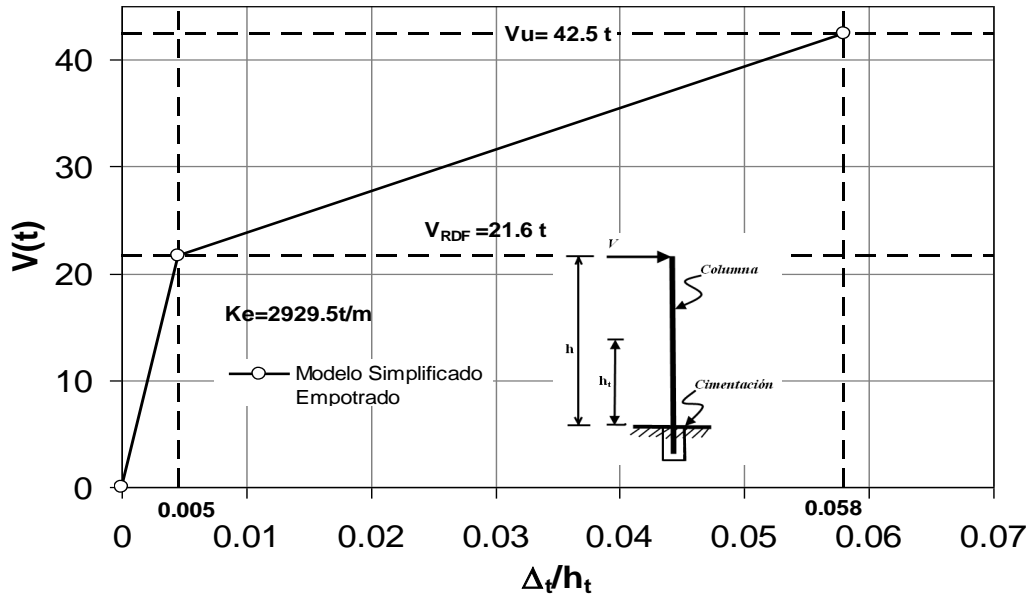


Figura 5.62. Diagrama cortante-distorsión

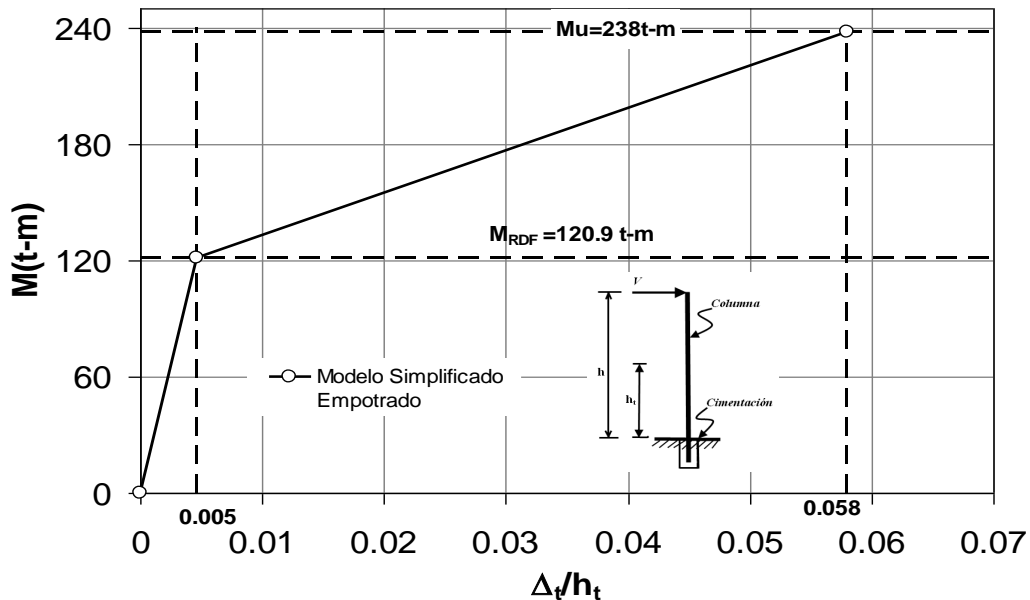


Figura 5. 63. Diagrama momento-distorsión

Se realizaron análisis no-lineales estáticos cíclicos con cargas reversibles, empleando el programa HYSTERES (Carr, 2002) y las historias de carga que se utilizaron en el ensayo de cada espécimen. La regla de histéresis utilizada en el programa fue el de TAKEDA, no se consideró la degradación de resistencia.

Se empleó el modelo con empotramiento perfecto en la base y con base en los resultados obtenidos del análisis simplificado se definieron las propiedades de rigidez elástica y de la rigidez en el intervalo de comportamiento inelástico. Para el modelo empotrado la rigidez elástica fue 2929 t/m y el factor de reducción bi lineal 0.08.

El cortante de fluencia fue 21.6t para todos los casos, especímenes 1-A, 1-B, 2-A y 2-B.

Las figuras 5.17 al 5.24 muestran las historias de desplazamiento y la respuesta histerética calculada, para los cuatro especímenes.

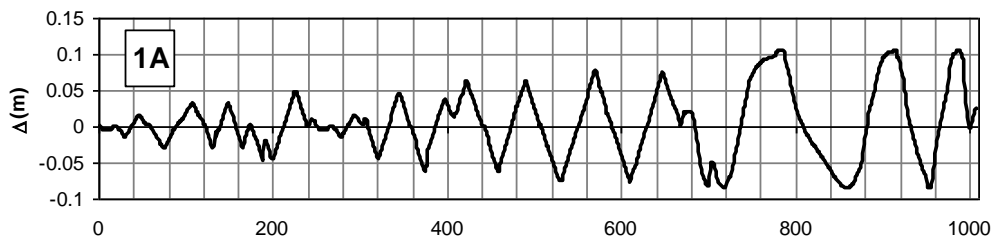


Figura 5. 64. Historia de desplazamiento para el espécimen 1-A, experimental

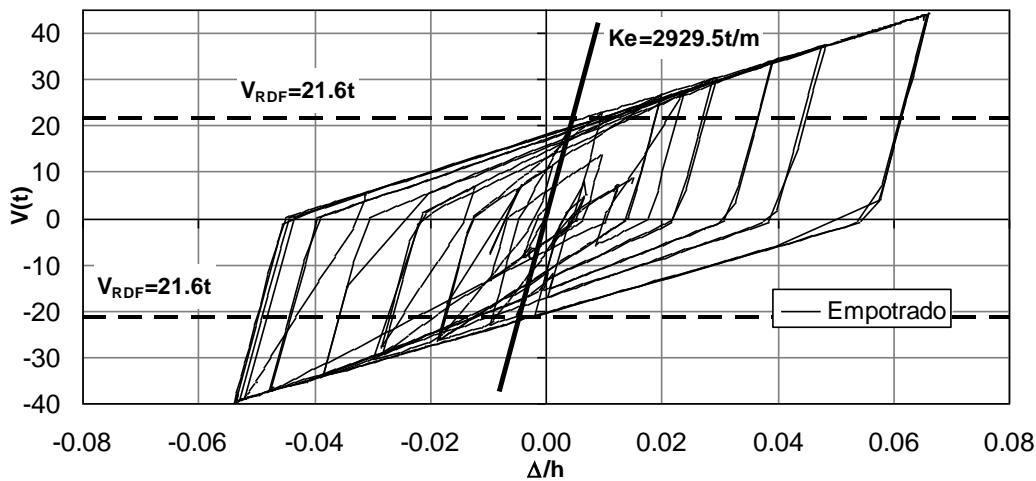


Figura 5. 65. Respuesta calculada de la curva de histéresis para espécimen 1-A.

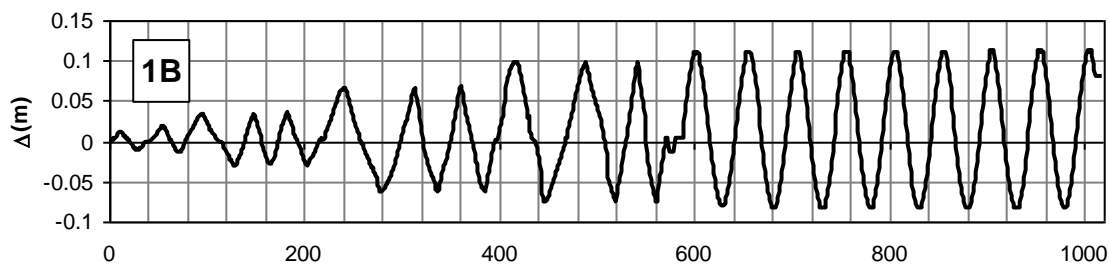


Figura 5.66. Historia de desplazamiento para el espécimen 1-B, experimental

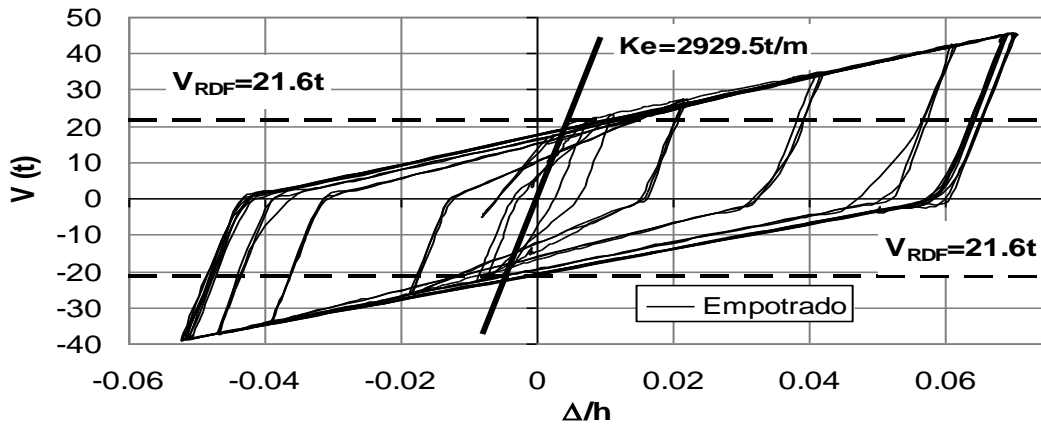


Figura 5.67. Respuesta calculada de la histéresis , para espécimen 1-B

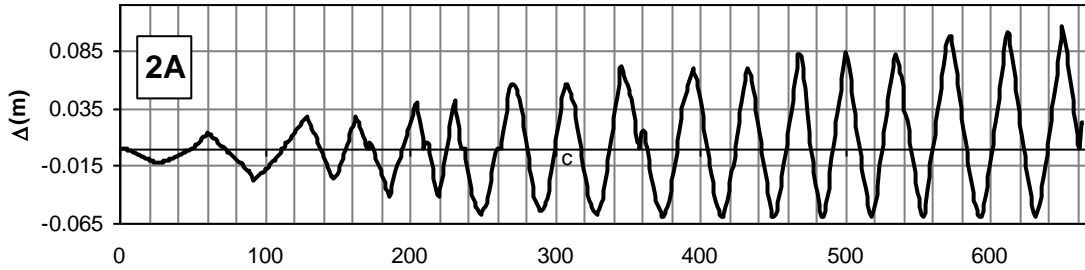


Figura 5.68. Historia de desplazamiento para el espécimen 2-A, experimental

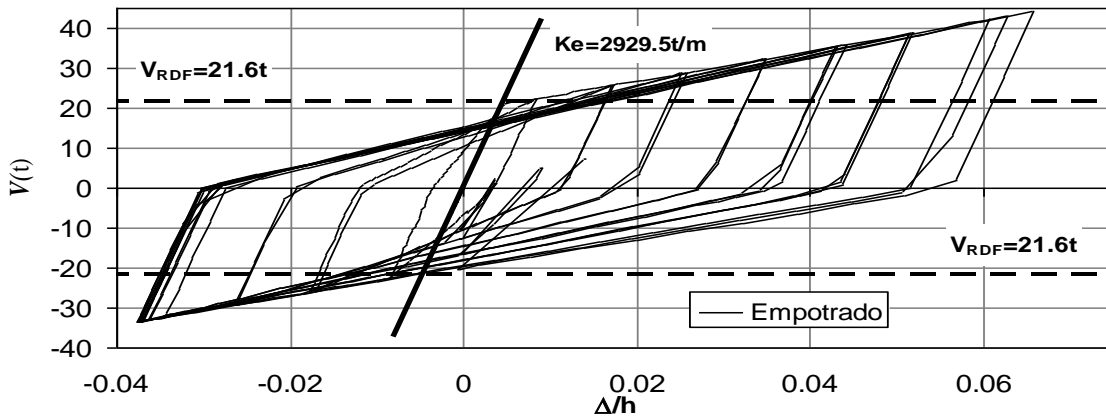


Figura 5.69. Respuesta calculada de la histéresis, para espécimen 2-A

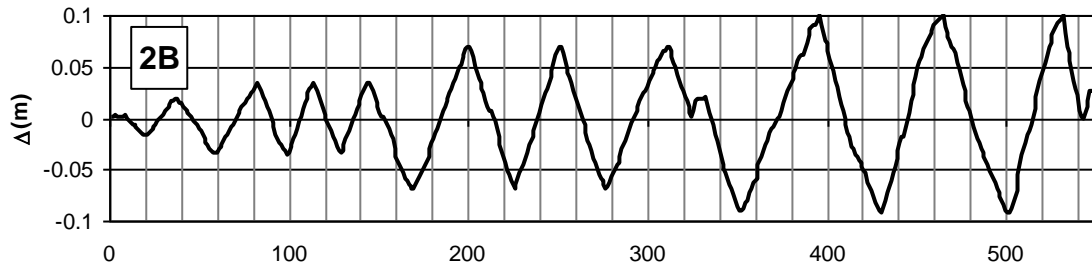


Figura 5.70. Historia de desplazamiento para el espécimen 2-B, experimental

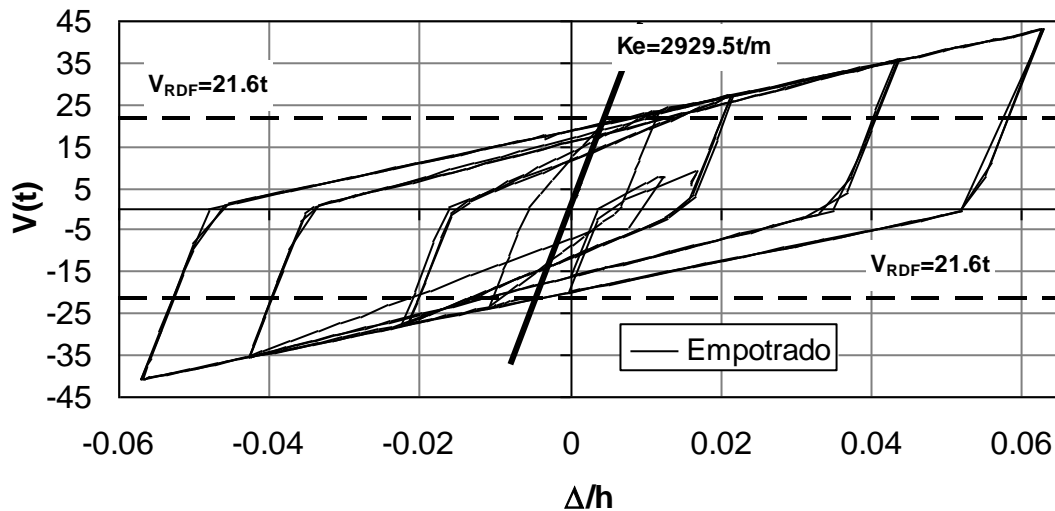


Figura 5.71. Respuesta calculada de la histéresis, para espécimen 2-B

5.2.2 Comparación entre los resultados calculados y experimentales

La figura 5.25 muestra la curva carga versus distorsión calculado y los resultados experimentales. Las curvas cortante-distorsión experimental se obtuvo de la envolvente de los resultados experimentales y las curvas calculadas fueron obtenidas de un análisis estático no-lineal simplificado con base empotrada. Posteriormente se muestran los resultados de los análisis con el programa HYSTERES (Carr, 2002) y los resultados experimentales cíclicos reversibles.

Los resultados calculados de fuerza cortante con el modelo empotrado fueron siempre mayores que los experimentales, pero los desplazamientos calculados con este modelo fueron menores que los experimentales, lo que significa que los especímenes son más flexibles que lo calculado con el modelo simplificado. La distorsión de fluencia calculada con el modelo simplificado (0.005) es menor que las distorsiones experimentales y difieren en 66% a 120% (0.083 a 0.011).

Las distorsiones experimentales máximas fueron mayores que las obtenidas con el modelo simplificado. El promedio de las distorsiones máximas experimentales fue igual a 0.066, el calculado 0.058, esto hace un diferencia del 14%.

Estos resultados indican que el modelo simplificado es burdo y las estimaciones realizadas con este, están del lado de la inseguridad, debido a que se está calculando menores desplazamientos para el mismo nivel de fuerzas, cuando en realidad los desplazamientos reales son mayores a lo calculado.

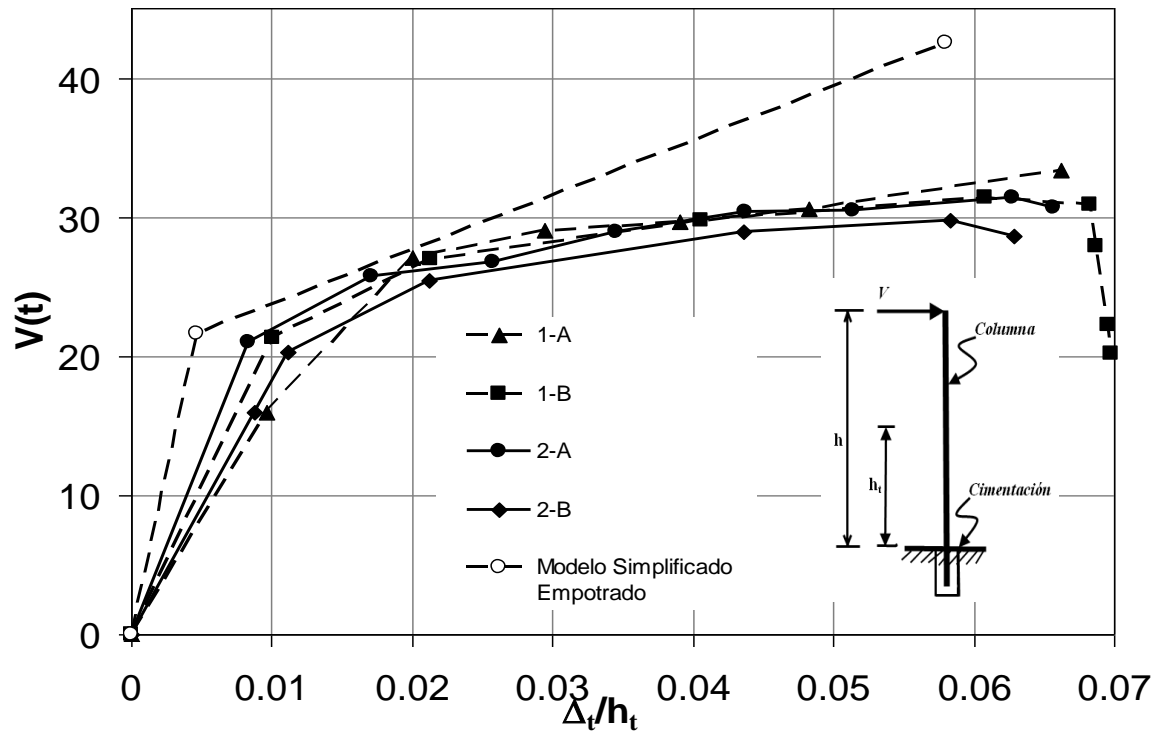


Figura 5.72. Comparación de los resultados calculados teóricamente y los resultados experimentales del cortante-distorsión

A continuación se compararon los resultados experimentales y los obtenidos con base en el modelo simplificado con empotramiento en la base para cada espécimen, figuras 5.26 a la 5.29.

El cortante calculado con los modelos con empotramiento en la base siempre dan resultados mayores valores que los experimentales, estas diferencias están entre el 30% a 50%, el modelo simplificado no representan la degradación de resistencia.

Las figuras 5.26 a la 5.29 muestran las curvas de histéresis para la fuerza cortante (V) versus la distorsión (Δ/h_t). Con línea continua delgada se representa los valores calculados mediante el modelo simplificado con empotramiento en la base, con línea gris y con marcador de círculos los experimentales.

Posteriormente se realizaron algunas modificaciones a la expresión para el cálculo del desplazamiento de fluencia, ec. 5.42, de esta manera se intenta obtener una expresión más realista para dicho cálculo.

Dado que existe una diferencia poco despreciable entre los desplazamientos calculados mediante el modelo con empotramiento en la base respecto de los experimentales es necesario tener en cuenta que hay otros componentes de desplazamiento que la expresión simplificada del análisis elástico no es capaz de representar, al que hay que agregar algunos componentes de desplazamientos que ocurren tanto en la columna como en la interacción entre la cimentación y la columna.

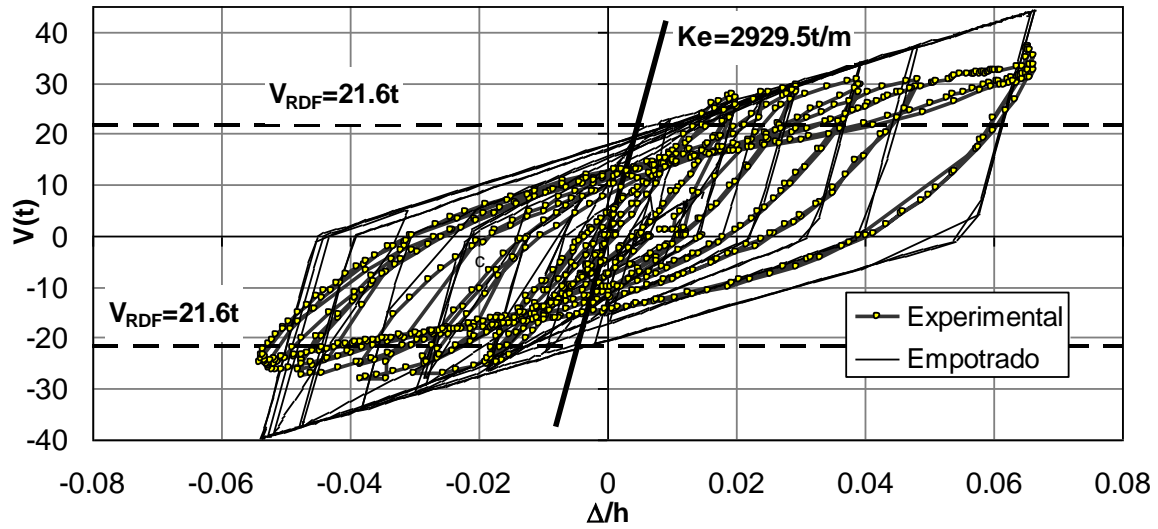


Figura 5.73. Comparación modelos de histéresis cortante-distorsión para el espécimen 1-A, Cálculo teórico con modelo empotrado y resultado experimental

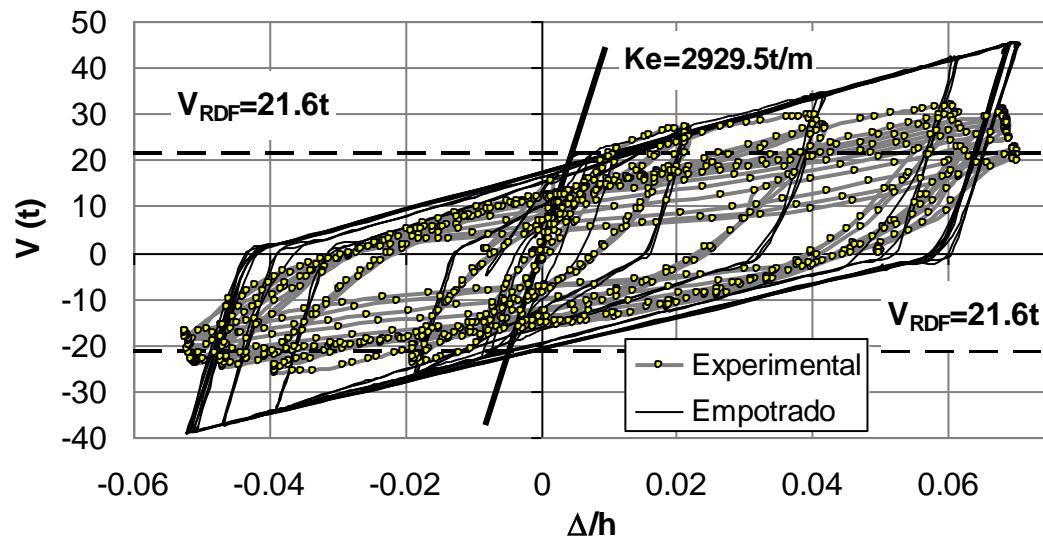


Figura 5.74. Comparación modelos de histéresis cortante-distorsión para el espécimen 1-B, cálculo teórico con modelo empotrado y resultado experimental

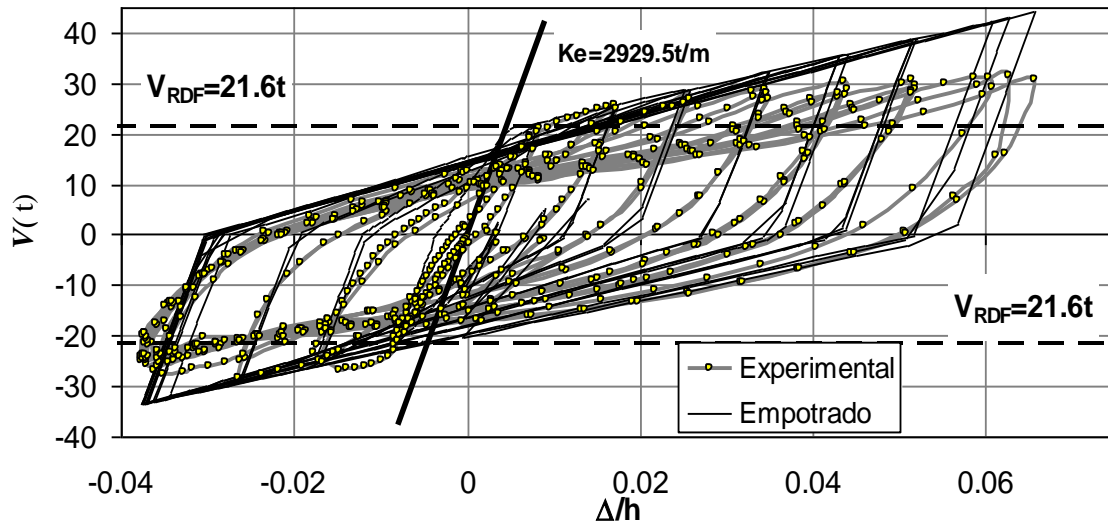


Figura 5.75. Comparación modelos de histéresis cortante-distorsión para el espécimen 2-A, cálculo teórico con modelo empotrado y resultado experimental

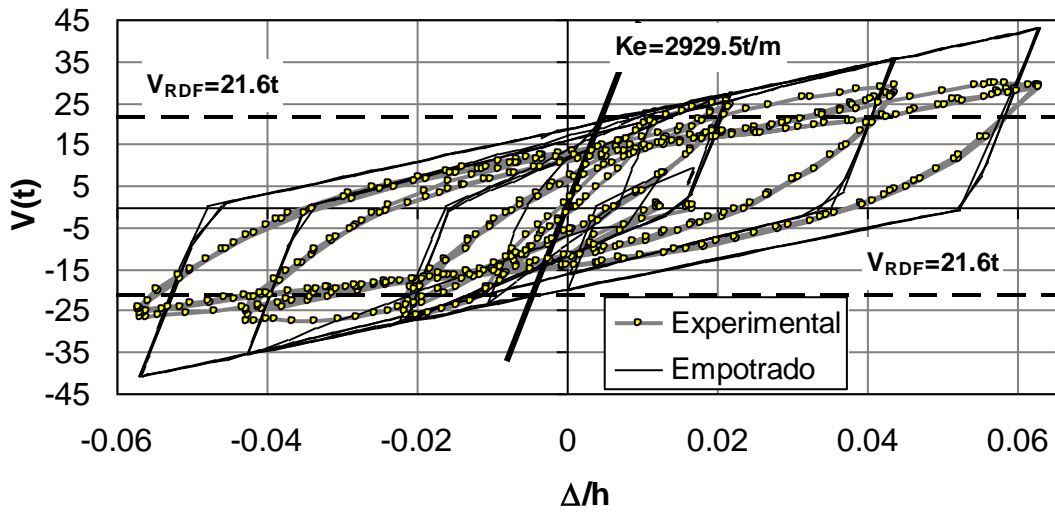


Figura 5.76. Comparación modelos de histéresis cortante-distorsión para el espécimen 2-B, cálculo teórico con modelo empotrado y resultado experimental

5.4 EVALUACIÓN ANALÍTICA DE LA CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN DE UNA COLUMNA CON CIMENTACIÓN CANDELERO ANTE CARGAS ESTÁTICAS CICLICAS

En esta sección se evalúa el desplazamiento último de la columna, se considera que la columna tiene la base empotrada. A diferencia de la evaluación realizada en el título 5.2.1 la curva bi-lineal empleada tiene un punto de fluencia con mayores valores de curvatura y de momento flexionante, que se describen más adelante, este punto de fluencia es la que muestra la figura 5.31, esta aproximación bi-lineal se ajusta mejor a la curva momento curvatura calculada con BIAX (Wallace, 1989), los resultados mejoran relativamente respecto a las evaluaciones simplificadas anteriormente descritas, pero posteriormente se presenta una expresión más completa para el cálculo del desplazamiento.

Dado que las expresiones simplistas del análisis elástico convencional no son capaces de representar las distintas componentes de deformaciones adicionales existentes en la columna, se realizaron algunas adecuaciones a la ec. 5.42 para calcular el desplazamiento de fluencia de manera más realista.

Se evaluó la capacidad de deformación de la columna con cimentación candelero, a nivel de sección y de elemento. Para evaluar la capacidad de deformación a nivel de sección se consideró las propiedades probables de los materiales, definidas por las curvas esfuerzo deformación del acero de refuerzo, del concreto confinado y sin confinar. A nivel de elemento se consideró las propiedades geométricas de la columna, altura y dimensiones de los especímenes a escala 1 /2.5.

Como se ha comentado, la altura para el modelo a escala 1 /2.5 igual a 5.6m (h) corresponde a la altura del prototipo de 14m, pero debido a la limitación en la altura del muro de reacción, los especímenes construidos fueron truncados a una altura (h_t) de 1.6m. Los cálculos de la capacidad de deformación fueron referidos a la altura de (h_t), respecto de la cara de la cimentación, a este nivel le designamos la letra “t”, según se muestra en la figura 5.30.

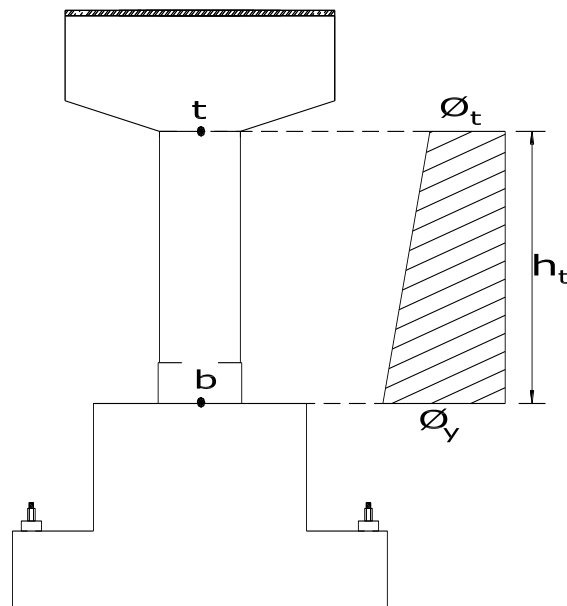


Figura 5.77. Altura de la columna respecto a la cara de la cimentación, variación de la curvatura en la altura h_t de la columna

Para el cálculo de las deformaciones en el intervalo de comportamiento inelástico, se utilizó una curva momento-curvatura bi-lineal, que resultó de una aproximación a los resultados obtenidos con el programa BIAx (Wallace, 1989), según muestra la figura 5.31.

La primera fluencia de la sección de la columna ocurre para un momento flexionante igual a 120.9 t-m y su correspondiente curvatura es $6.4 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$, la primera fluencia ocurre cuando algún refuerzo principal de la sección alcanzó el esfuerzo de fluencia (f_y). El cortante asociado a este momento flexionante fue igual a 21.6t e igual al cortante V_{RDF} .

Los valores calculados se reemplazaron en la ec. 5.42, el cociente (h_t/h) fue igual a 0.714, las alturas h y h_t son 5600mm y 1600mm, respectivamente. El desplazamiento calculado para ese valor de momento flexionante, fue 7.4mm y la distorsión referida al punto "t" fue igual a 0.005 (obtenido del cociente 7.4mm/1600mm).

La figura 5.31 muestra el punto de fluencia con las características siguientes: la curvatura de fluencia (ϕ_y) obtenida de un ajuste con el modelo bilineal a los resultados obtenidos con el programa BIAx (Wallace, 1989) igual a $8.3 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$, el momento flexionante de fluencia correspondiente (M_n) es igual a 155.8t-m. Con estos valores se evaluó la ec. 5.42, con lo cual se obtuvo un desplazamiento de fluencia (Δ_n) de 9.6mm, la distorsión con respecto a la altura (h_t) 1600mm igual a 0.006 (obtenida del cociente 9.6mm /1600mm). El cortante asociado a este momento (V_n) fue 27.8t.

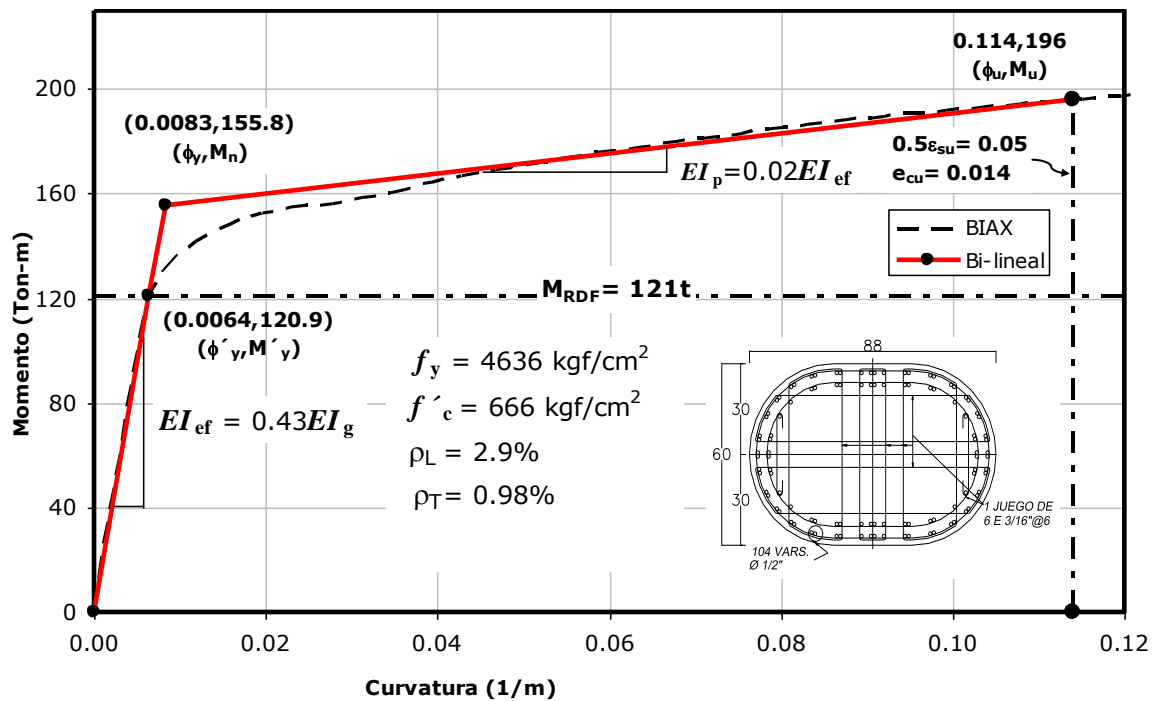


Figura 5.78. Diagramas momento-curvatura, calculado con BIAx (Wallace, 1989) y una aproximación bi-lineal

La longitud de la rotula plástica L_p se evaluó con la expresión propuesta por Priestley et al (1996), el valor de f_{ye} fue 464Mpa, el diámetro del refuerzo principal d_{bl} igual a 12.7mm, la longitud de la columna (L) 5600mm, el valor de L_p resultó igual a 578mm.

$$L_p = 0.08 (5600\text{mm}) + 0.022 * (464\text{Mpa} * 12.7\text{mm}) = 578\text{mm} > 0.044 * 464 * 12.7 = 259\text{mm}$$

Para la evaluación de la deformación plástica se calculó la curvatura última con el programa BIAx (Wallace, 1989) y considerando para esta curvatura que la deformación del acero de refuerzo es igual a la mitad de su deformación última ($\frac{1}{2} \epsilon_{su}$ igual a 0.05), la curvatura última asociada a esta deformación fue igual a $0.114m^{-1}$ y el momento último 196t-m. El cortante (V_u) asociado a este momento fue 35t. El criterio de la mitad de la deformación del acero de refuerzo ($\frac{1}{2} \epsilon_{su}$) fue explicado en el capítulo 3. La figura 5.31 ilustra el punto de curvatura y momento último.

El incremento de desplazamiento inelástico (Δ_{ip}), se evaluó según la ec.5.44 de la siguiente manera.

$$\Delta_{ip} = (196-155.8/155.8)*9.6mm+0.578m*(0.114m^{-1}-0.0083m^{-1})*(1600mm-0.5*578mm) \approx 83mm$$

Se calculó el desplazamiento último del punto “t”, con la expresión siguiente, donde se incluyen el desplazamiento de fluencia (Δ_{fy}) y el incremento de desplazamiento inelástico de la columna (Δ_{ip}). El valor calculado para el desplazamiento último (Δ_{tu}) fue 92.6mm. La distorsión última fue 0.058 (resultado del cociente 92.6mm/1600mm), esta distorsión es casi cinco veces la máxima distorsión especificada para edificaciones en la norma mexicana.

$$\Delta_{tu} = \Delta_{fy} + \Delta_{ip} \tag{5.44}$$

$$\Delta_{tu} = 9.6mm + 83mm = 92.6mm$$

Los resultados calculados anteriormente, se comparan con los obtenidos experimentalmente. La figura 5.32 muestra que las distorsiones experimentales aún son mayores que la calculada, a pesar de que se mejora el cálculo del desplazamiento. Las mayores distorsiones medidas en los especímenes significa que hay otras componentes de deformación adicional a la debida por flexión, es necesario tener en cuenta las deformaciones de la cimentación candelero, la deformación del acero de refuerzo de la columna, entre otras consideraciones que se verá a continuación. Estas componentes de deformación adicionales son del orden del 40% de lo calculado por flexión pura para el punto de fluencia. Para el estado último la distorsión experimental es 14% mayor a la calculada, las deformaciones por flexión inelásticas son más importantes que las debidas a las deformaciones en la cimentación, pero esa diferencia se debe a que la expresión de Prestley et al (1996) subestima la longitud de la rótula plástica y las deformaciones adicionales debido al tipo de cimentación.

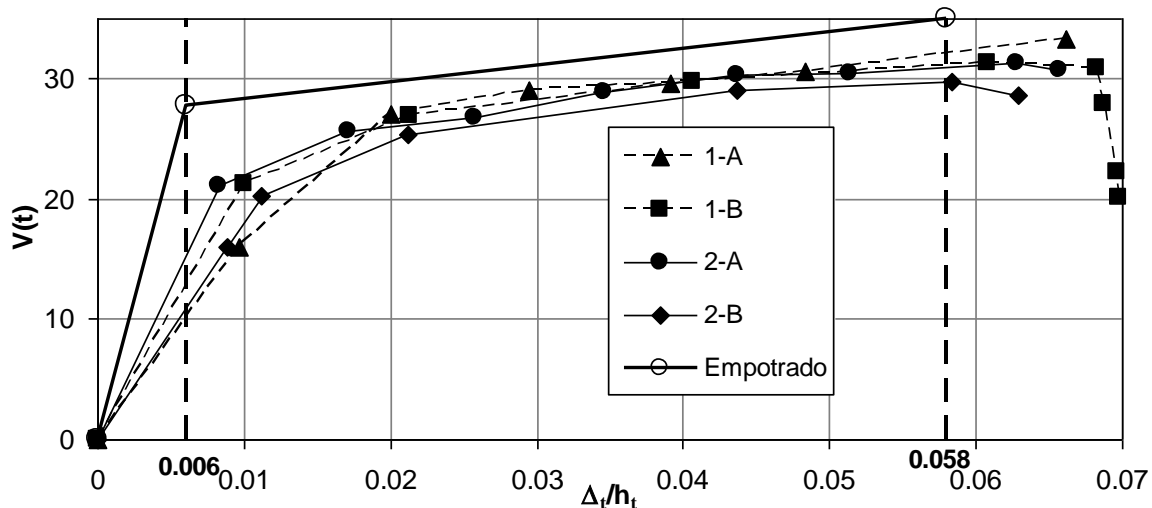


Figura 5.79. Diagrama cortante-distorsión, calculada con la columna empotrada

Debido a que la cimentación candelero presenta discontinuidad con la columna, además de presentarse deformaciones locales en la base de la columna, la condición de empotramiento perfecto no es necesariamente válida y la consecuencia de esta hipótesis es que se subestima el desplazamiento de la columna. Para estimar el desplazamiento de la columna de forma más realista se consideró al menos cinco componentes adicionales al desplazamiento por flexión elástica que a continuación se analizan.

La figura 5.33 muestra el esquema de las componentes de desplazamiento en el borde superior de la columna, también muestra la distribución del esfuerzo y la deformación en la zona de interacción entre la columna y la pared del candelero.

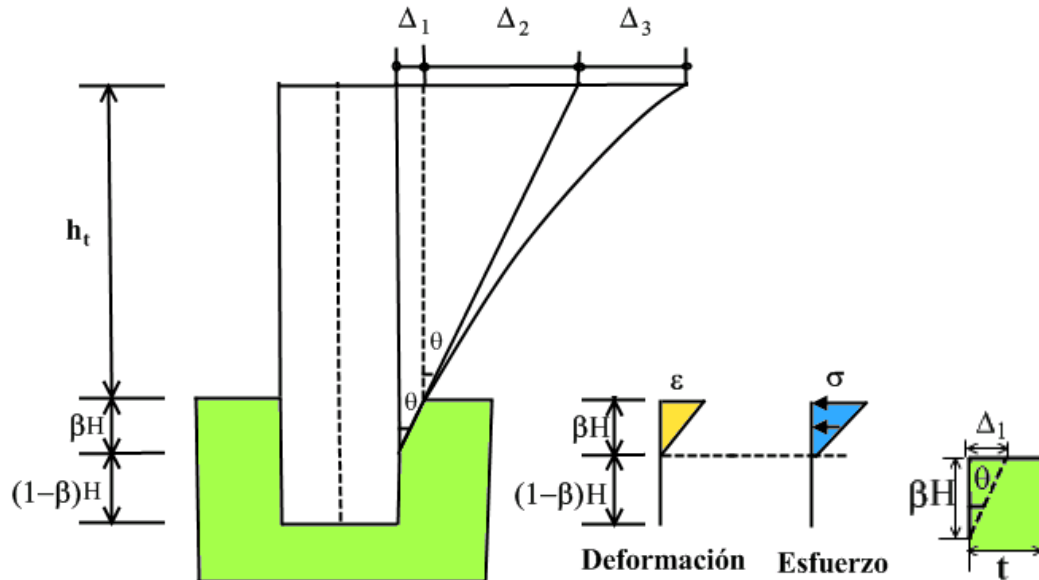


Figura 5.80. Esquema de deformación entre la cimentación y la columna

Una de las hipótesis que se considera es que el concreto de la cimentación está en el intervalo de comportamiento elástico, la distribución de los esfuerzos y la deformación son lineales.

El desplazamiento del extremo superior de la cimentación (Δ_1), por compresión del concreto, se relaciona geoméricamente con la profundidad del candelero mediante la siguiente expresión

$$\text{Tang}\theta = \frac{\Delta_1}{\beta H} \quad (5.45)$$

La deformación unitaria en términos de la deformación por compresión del concreto (Δ_1) en el borde superior del candelero se calcula en función al espesor del candelero y expresa como indican las siguientes ecuaciones.

$$\text{Deformación unitaria } \varepsilon = \frac{\Delta_1}{t} \quad (5.46)$$

Se reemplaza la ecuación (5.46) en (5.45) y se obtiene la siguiente expresión.

$$\text{Tang}\theta = \frac{\varepsilon t}{\beta H} \quad (5.47)$$

El esfuerzo normal en el extremo superior de la cimentación se expresa según la ec. 5.48

$$\sigma_c = E_c \varepsilon \quad (5.48)$$

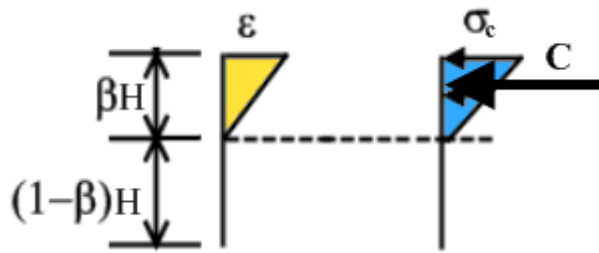


Figura 5.81. Diagramas de esfuerzo y deformación entre la cimentación y la columna

La figura 5.34 muestra los diagramas esfuerzo y deformación y la fuerza resultante de compresión (C), en la cimentación. Se establece, por el equilibrio, la expresión para la fuerza de compresión en términos del esfuerzo a compresión del concreto, ec. 5.49.

$$\frac{1}{2} \sigma_c \beta H b = C \quad (5.49)$$

Se reemplaza la ec. 5.49 en la ec. 5.48 y se obtienen las siguientes expresiones

$$\frac{2C}{\beta H b} = E_c \varepsilon$$

$$\varepsilon = \frac{2C}{\beta H b E_c} \quad (5.50)$$

Reemplazando en la ec. 5.46 se obtiene la expresión para el desplazamiento Δ_1 .

$$\Delta_1 = \frac{2Ct}{\beta H b E_c} \quad (5.51)$$

Otra hipótesis es que la profundidad βH es $\frac{1}{2} H$, que resulta coherente de acuerdo a los resultados experimentales obtenidos.

El desplazamiento por giro de cuerpo rígido (Δ_2) es otra componente del desplazamiento total, ver figura 5.33, y esta dada por la siguiente expresión.

$$\Delta_2 = h_t \text{Tang} \theta \quad (5.52)$$

Se reemplazan las ecuaciones 5.51 y 5.47 en la ec. 5.52 y se obtiene el desplazamiento por giro de cuerpo rígido.

$$\Delta_2 = h_t \left(\frac{2C_s t}{\frac{1}{4} b H^2 E_c} \right) \quad (5.53)$$

Otra de las componentes del desplazamiento del borde superior de la columna es la deformación del acero de refuerzo a tensión, este refuerzo está ubicado en el borde superior del candelero, la figura 5.35 muestra esquemáticamente el acero de refuerzo que resiste la acción de la fuerza de compresión que actúa en la pared del candelero, también, muestra la distribución teórica de la deformación del acero de refuerzo en el borde superior. El desplazamiento del borde superior debido a la deformación del acero de refuerzo del candelero se representa por Δ_{TS} , por simplicidad este desplazamiento se considera constante en el borde comprimido.

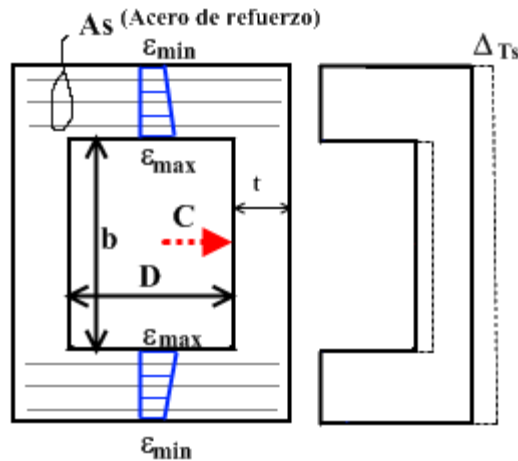


Figura 5.82. Deformación por tensión del refuerzo de candelero

La deformación promedio de las barras de refuerzo del borde superior del candelero se expresa de la siguiente manera

$$\varepsilon = \frac{1}{2}(\varepsilon_{\max} + \varepsilon_{\min}) \quad (5.54)$$

La elongación promedio de las barras de refuerzo se puede expresar en término del área de las barras de refuerzo y de la tensión en las barras mediante la siguiente expresión.

$$\Delta_{TS} = \frac{D}{E_s A_s} T \quad (5.55)$$

Además la tensión T es igual a la mitad de la carga de compresión C (T igual a $C/2$).

Dentro de las hipótesis se considera que, debido a que sólo ocurren tensiones en el borde superior de la cimentación, la rigidez está dada únicamente por la rigidez axial de las barras de refuerzo, se ignora el aporte del concreto debido a su escasa resistencia a tracción.

El desplazamiento de la columna debido a la pérdida de la adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto en la base de la columna, es otra componente del desplazamiento total en el extremo de la columna. La figura 5.36 muestra esquemáticamente el desplazamiento vertical del acero de refuerzo en la zona de la base de la columna.

El momento flexionante en la base es el máximo que se presenta en la columna, los esfuerzos de tracción debido a la flexión producen la pérdida de adherencia entre el concreto y el acero de refuerzo, esta pérdida de adherencia y la deformación del acero incrementa el desplazamiento horizontal del extremo superior de la columna.

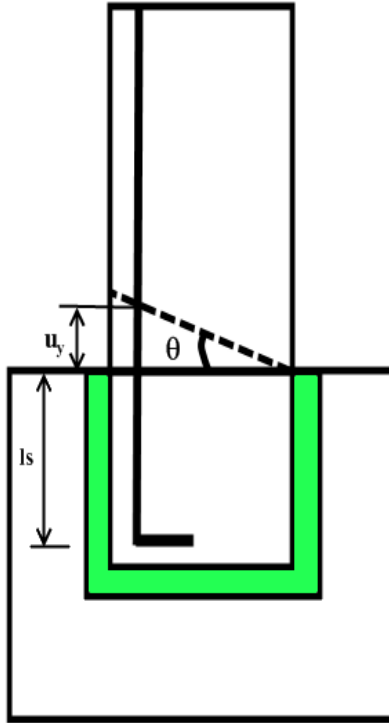


Figura 5.83. Deformación por pérdida de la adherencia del acero de refuerzo en la base de la columna

La elongación de la barra de refuerzo por pérdida de adherencia se puede escribir en términos de un incremento diferencial de longitud, mediante la expresión siguiente:

$$\Delta_{ad} = \left(u + \frac{\partial u}{\partial z} dz\right) - u \quad (5.56)$$

La deformación unitaria de la barra de refuerzo se escribe como indica la siguiente ecuación:

$$\varepsilon = \frac{\Delta_{ad}}{dz} = \frac{\partial u}{\partial z} \quad (5.56.1)$$

El diferencial de la elongación se puede expresar como el producto de la deformación unitaria por el diferencial de longitud:

$$du = \varepsilon dz \quad (5.56.2)$$

La expresión anterior se integra en los límites y se obtienen las siguientes expresiones:

$$\int_0^u du = \int_0^z \varepsilon dz \quad (5.56.3)$$

Al escribir en la ec. 5.56.3 la deformación en términos de esfuerzo σ_s y modulo elástico E_s se obtiene la expresión siguiente, ec. 5.57.

$$\int_0^u du = \int_0^z \frac{\sigma_s}{E_s} dz \quad (5.57)$$

Para obtener una ley de variación de los esfuerzos normales en el acero de refuerzo se supondrá que los esfuerzos de adherencia son constantes a toda la longitud de acero embebido en concreto, esta hipótesis es una simplificación razonable dado que los resultados experimentales así lo han corroborado.

La figura 5.37 muestra el esfuerzo de adherencia y la distribución de esfuerzos en el acero de refuerzo debido a la acción de una fuerza de tensión T , figura 5.37.a. Donde q_z es la fuerza por unidad de longitud de la adherencia del concreto, σ_s es el esfuerzo normal en el acero de refuerzo, f_y es el esfuerzo de fluencia del acero, l_s es la longitud de anclaje del acero de refuerzo. La figura 5.37.b muestra el esfuerzo normal en la barra de refuerzo a una altura z , por aplicación del equilibrio en un elemento diferencial dz , figura 5.37.c, se escribe la ec. 5.57.1

$$-q_z dz - \sigma_s A_s + (\sigma_s + \frac{\partial \sigma_s}{\partial z} dz) A_s = 0 \quad \dots (5.57.1)$$

Al simplificar términos de la ec. 5.57.1 se obtiene la expresión siguiente.

$$\frac{\partial \sigma_s}{\partial z} = \frac{q_z}{A_s} \quad \dots (5.57.2)$$

Se integra la ec. 5.57.2 en los límites correspondientes obteniéndose las expresiones siguientes.

$$\int_0^{\sigma_s} d\sigma_s = \int_0^z \frac{q_z}{A_s} dz$$

$$\sigma_s = \frac{q_z}{A_s} z \quad (5.57.3)$$

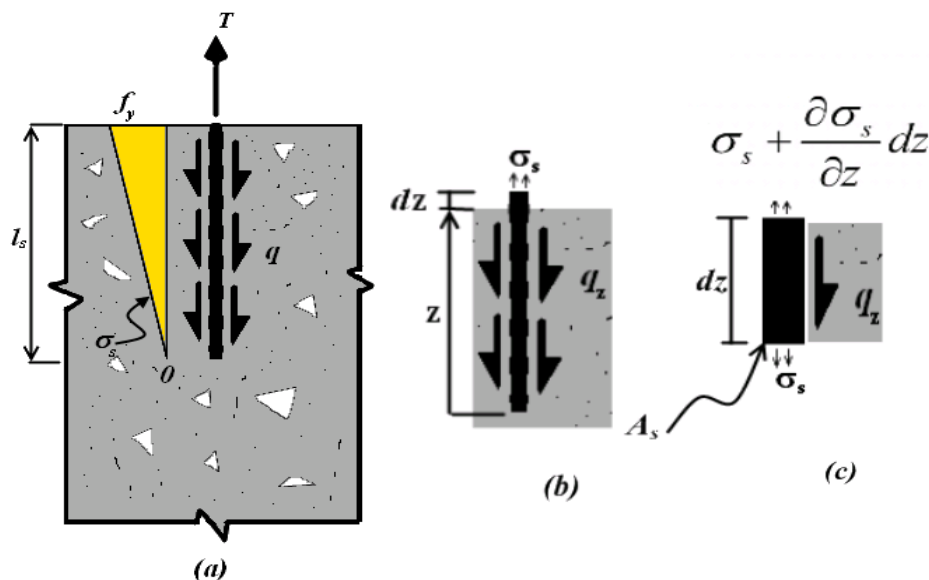


Figura 5.84. Fuerzas de adherencia y la distribución de esfuerzos en el acero de refuerzo

De acuerdo con las hipótesis consideradas, la fuerza de adherencia por unidad de longitud q_z es constante, y con las condiciones de borde siguientes: para z igual a 0 el esfuerzo, σ_s , en el acero es 0, para z igual a l_s el esfuerzo en el acero σ_s es igual a f_y , figura 5.37.a, y reemplazando estas condiciones en la ec. 5.57.3 el esfuerzo en el acero de refuerzo queda expresado mediante la ecuación siguiente.

$$\sigma_s(z) = \left(\frac{z}{l_s}\right) f_y \quad (5.57.4)$$

Se reemplaza la ec. 5.57.4 en la ec. 5.57 y se obtiene la siguiente expresión:

$$\int_0^u du = \int_0^z \frac{\left(\frac{z}{l_s}\right) f_y}{E_s} dz \quad (5.58)$$

Se evalúa la integral de la ec. 5.58 y se obtiene la siguiente expresión para la elongación.

$$u(z) = \frac{\frac{1}{2} f_y}{E_s l_s} z^2 \quad (5.59)$$

Cuando la barra de refuerzo tiene una longitud igual a la longitud de desarrollo a tensión (l_s) la deformación a la fluencia de la barra se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$u_y = \frac{1}{2} \frac{f_y l_s}{E_s} \quad (5.60)$$

De acuerdo con las expresiones adoptadas por el ACI 318-08 (adaptado por la NTC-2004), la longitud de desarrollo, l_s , se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$l_s = \frac{a_s f_y}{3(c + k_{tr}) \sqrt{f'_c}} \quad (5.61)$$

Al reemplazar la expresión anterior en la ec. 5.60 se obtiene la siguiente expresión.

$$u_y = \frac{1}{2} \frac{f_y^2}{E_s} \left(\frac{a_s}{3(c + k_{tr}) \sqrt{f'_c}} \right) \quad (5.62)$$

La figura 5.38 muestra la relación geométrica entre la deformación de la barra principal por pérdida de adherencia y el desplazamiento en el extremo de la columna, en forma algebraica dicha relación se expresa de la siguiente manera:

$$\Delta_{u_y} = h_t \theta \quad (5.63)$$

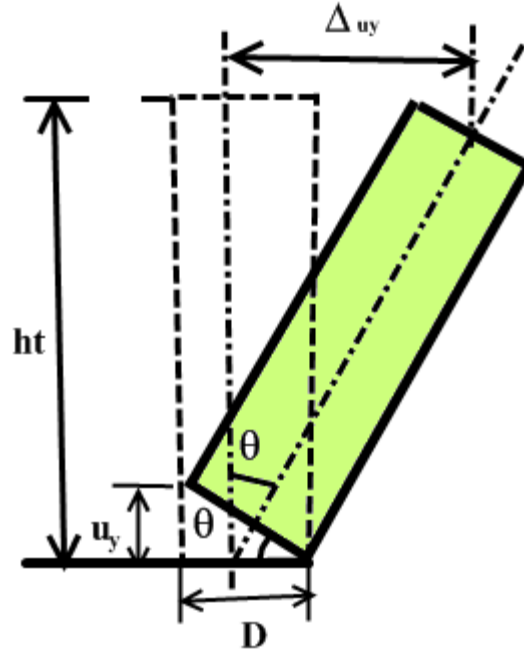


Figura 5.85. Desplazamiento de cuerpo rígido por la deformación debido a la pérdida de adherencia del refuerzo principal

La figura 5.38 muestra que la rotación de cuerpo rígido con respecto a la base de la columna, se expresa mediante la ec. 5.37, el ángulo de giro θ en función del peralte de la columna (D) y el desplazamiento vertical del extremo de la base de la columna (u_y).

$$\text{Tang}\theta = \frac{u_y}{D} \approx \theta \quad (5.64)$$

Sustituyendo la ec. 5.64 en 5.63, se obtiene la siguiente expresión:

$$\Delta_{u_y} = u_y \frac{h_t}{D} \quad (5.65)$$

Finalmente, sustituyendo la ec. 5.62 en la ec. 5.65 se obtiene la expresión siguiente:

$$\Delta_{u_y} = \frac{1}{2} f_y^2 \frac{2a_{sbl}}{3(C + Ktr)E_s \sqrt{f'_c}} \frac{h_t}{D} \quad (5.66)$$

Otra componente del desplazamiento horizontal en el extremo superior de la columna es el deslizamiento vertical dentro de la cimentación candelero. Debido a las fuerzas de fricción entre las superficies del candelero y de la columna, estas generan deformaciones de corte en la zona de la columna embebida en el candelero.

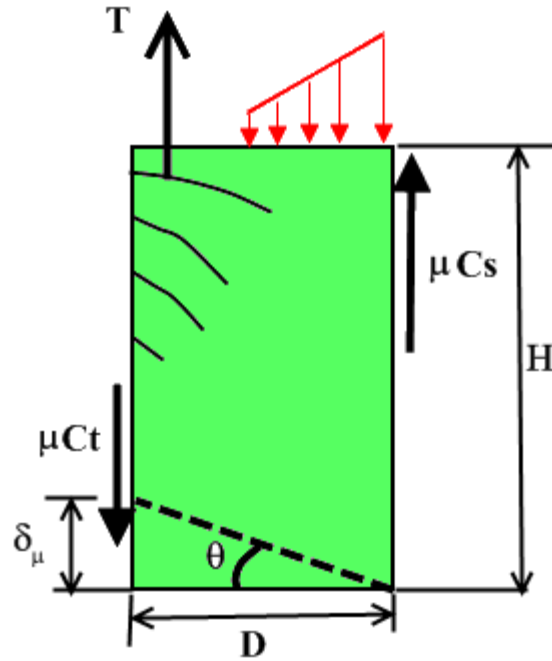


Figura 5.86. Deformación por fricción del candelero y la columna

La figura 5.39 muestra la representación geométrica de la deformación de la columna producida por deslizamiento y la acción de las fuerzas de fricción en la columna dentro de la cimentación tipo candelero.

La deformación vertical por cortante, inducido por la acción de la tensión en el refuerzo principal de la columna se expresa mediante la siguiente ecuación.

$$\delta_{cv} = \frac{TD}{GA_s} \quad (5.67)$$

La deformación por acción de las fuerzas de fricción ocasionaría una deformación contraria a la producida por la tensión y está expresado por

$$\delta_{cv} = -\frac{\mu C_t}{GA_s} \quad (5.68)$$

El deslizamiento efectivo de la columna, para la tensión máxima del refuerzo principal, está expresado por la siguiente expresión.

$$\frac{D}{GA_s} (T_{\max} - \mu C_t) \quad (5.68.1)$$

Para el caso particular en la que la sección dentro del candelero sea rectangular la expresión 5.69 se escribe de la siguiente manera, donde G es $2/5E_c$ y A_s es $5/6 bH$.

$$\frac{3D}{bHE_c} (T_{\max} - \mu C_t) \quad (5.68.2)$$

De donde el desplazamiento de la columna, por analogía con la ec. 6.65, es igual a:

$$\frac{3D}{bHE_c}(T_{\max} - \mu C_t) \frac{h_t}{D} \quad (5.69)$$

Para la columna se calculó el desplazamiento de fluencia con la siguiente expresión, sumando todas las componentes antes mencionadas.

$$\begin{aligned} \Delta se_{ty} = & \frac{\phi_y}{6} h_t^2 \left(3 - \frac{h_t}{h} \right) + \frac{2C_s t}{\frac{1}{2} bHE_c} + h_t \left(\frac{2C_s t}{\frac{1}{4} bH^2 E_c} \right) + \frac{D}{E_s A_{sc}} T + \dots \\ & \dots + \frac{1}{2} f_y^2 \frac{2a_{sbl}}{3(C + Ktr)E_s \sqrt{f'_c}} \frac{h_t}{D} + \frac{3D}{bHE_c} (T_{\max} - \mu C_t) \frac{h_t}{D} \end{aligned} \quad \dots (5.70)$$

En resumen las componentes de la deformación adicional de la columna con cimentación tipo candelero son lo siguiente.

La deformación que ocurre en la base de la columna por aplastamiento del candelero en el borde superior de la cimentación: $\left(\frac{2C_s t}{\frac{1}{2} bHE_c} \right)$

El desplazamiento por cuerpo rígido debido al aplastamiento del concreto en el borde superior del candelero: $h_t \left(\frac{2C_s t}{\frac{1}{4} bH^2 E_c} \right)$

La deformación del acero de refuerzo a tensión en el borde superior del candelero: $\left(\frac{D}{E_s A_{sc}} T \right)$

Además, el desplazamiento de la columna debido a la pérdida de adherencia entre el acero principal de refuerzo y el concreto en la base de la columna: $\left(\frac{1}{2} f_y^2 \frac{2a_{sbl}}{3(C + Ktr)E_s \sqrt{f'_c}} \frac{h_t}{D} \right)$

El deslizamiento vertical de la columna dentro de la cimentación candelero debido a las fuerzas de fricción se puede estimar aproximadamente mediante la expresión siguiente: $\left(\frac{D}{GA_s} (T_{\max} - \mu C_t) \right)$

La expresión anterior se puede expresar de la siguiente forma, para una columna con sección de forma rectangular: $\left(\frac{3D}{bHE_c} (T_{\max} - \mu C_t) \right)$

Existen otras fuentes o componentes de deformación adicionales que están relacionadas con la variación del agrietamiento de las secciones de la columna, esta zona estaría comprendida entre la sección de la base, que es la sección donde ocurre la fluencia antes que las otras secciones, y el extremo superior, que es donde la sección aún permanece elástica. También, el aplastamiento del concreto en la base de la columna es otra fuente de desplazamiento horizontal, que por simplicidad no se tiene en cuenta.

Para esta investigación se emplearon los valores experimentales de los especímenes del laboratorio y se obtuvo, con base en la expresión anterior, una curva teórica bi-lineal que es una envolvente de los resultados experimentales, ver figura 5.40.

Luego de reemplazar valores en la ec. 5.71, para el momento flexionante (M_n) 155.8t-m y curvatura (ϕ_y) $8.3 \times 10^{-3} \text{m}^{-1}$, el desplazamiento de fluencia (Δse_{fy}) calculado fue 13mm, la distorsión con respecto a la altura (h_t) 1600mm igual a 0.008 (obtenida del cociente 13mm /1600mm). El cortante asociado a este momento (V_n) fue 27.8t.

Para la evaluación de la deformación plástica se consideró que la curvatura última (ϕ_u), fue 0.114m^{-1} , el momento último 196t-m, el cortante (V_u) asociado a este momento fue 35t, el valor de L_p de 578mm. El desplazamiento inelástico (Δse_{ip}), se evaluó con la expresión.5.71, de donde se obtuvo un valor igual a 84mm.

$$\Delta se_{ip} = \left(\frac{M_u - M_n}{M_n} \right) \Delta se_{fy} + L_p (\phi_u - \phi_y) (h_t - 0.5L_p) \quad (5.71)$$

Se cálculo el desplazamiento último del punto “t” con la ec. 5.72, donde se incluyen el desplazamiento de fluencia (Δse_{fy}) y el desplazamiento inelástico de la columna (Δse_{ip}). El valor calculado del desplazamiento último (Δse_{tu}) fue 96.8mm. La distorsión última fue 0.06 (resultado del cociente 96.8m/1600mm).

$$\Delta se_{tu} = \Delta se_{fy} + \Delta se_{ip} \quad (5.72)$$

La distorsión obtenida con base en las ecuaciones 5.70 a 5.72 fueron menores que las obtenidas experimentalmente, aún cuando fueron consideradas las deformaciones en el candelero y la deformación por pérdida de la adherencia en del refuerzo además de la deformación por flexión, existen otras fuentes de deformación importante en el intervalo elástico que están asociadas al tipo de cimentación y a deformaciones en el cuerpo de la columna que representa un 20% de la deformación total obtenida experimentalmente. El incremento de desplazamiento calculado en el intervalo inelástico Δse_{ip} representa el 86% del desplazamiento último calculado, mientras que experimentalmente este incremento es el 80%, este incremento en el desplazamiento se puede calcular aceptablemente bien, por esta razón la diferencia entre los desplazamientos últimos calculado y los experimentales son del orden del 14%, que es una diferencia aceptable.

Los resultados muestran que la condición de apoyo de la columna con cimentación candelero es semi-empotrada. Las componentes adicionales de desplazamiento en la columna, descritas anteriormente, son relevantes para calcular el desplazamiento de fluencia, principalmente, y para el desplazamiento último, que es más cercana a lo calculado. La ductilidad de desplazamiento de la columna, según el modelo empotrado es 9.7, mientras que para el modelo semi-empotrado es de 7.5. La ductilidad de los especímenes ensayados es en promedio igual a 6. Las diferencias de ductilidad indican que el parámetro de ductilidad de desplazamiento calculado con un modelo de base empotrada no es correcto, porque se obtienen valores de ductilidad mayores a los observados experimentalmente.

La curva de comportamiento cortante-distorsión muestra que indistintamente de los especímenes, tienen rigidez y resistencias similares, lo que significaría que el postensado en la cimentación tipo candelero de los especímenes 1-A y 1-B no tiene mayor relevancia en la respuesta de la columna. Más adelante analizamos la condición del postensado en la cimentación candelero.

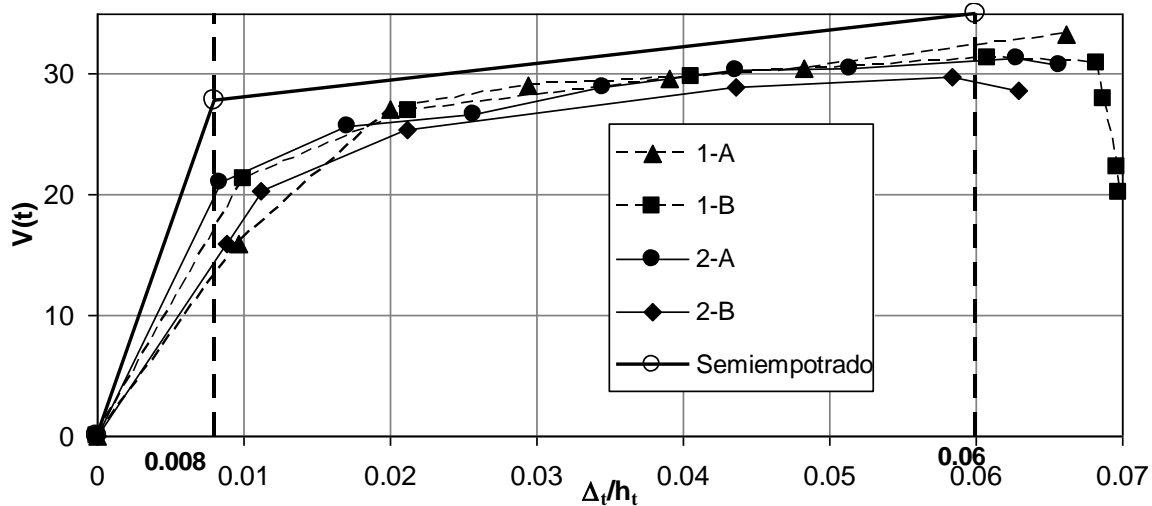


Figura 5.87. Diagrama cortante-distorsión, comparación con los resultados calculados y experimentales

Existe la evidencia experimental que la influencia del postensado en el desplazamiento de la columna es poco importante. La compresión adicional que ejerce el postensado sobre la columna no influye de manera relevante en el desplazamiento de la columna, la rigidez lateral de las columnas de los especímenes con cimentación postensada son similares a la de los especímenes que tiene cimentación candelero sin postensado. La diferencia que hay es que el postensado en la cimentación candelero ejerce una compresión adicional en el borde superior, esta situación puede ser desfavorable debido a que el borde de la cimentación candelero tendría esfuerzos de compresión adicionales a los de una cimentación candelero común. Sin embargo estas deformaciones pueden ser poco significativas según los resultados experimentales, no son relevantes para el cálculo del desplazamiento de la columna.

CAPITULO 6. EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA DEL ESPÉCIMEN EN MESA VIBRADORA

6.1 INTRODUCCIÓN

Para evaluar la respuesta dinámica del espécimen en mesa vibradora se emplearon varios modelos de análisis no lineal. Los que se describen en este trabajo son principalmente tres, el primero es un modelo simplificado con cimentación rígida, el segundo es un modelo simplificado con cimentación semirígida y el tercero es un modelo detallado donde se representa la interacción entre la columna y la cimentación.

6.2 ANÁLISIS DINAMICO NO LINEAL DEL ESPÉCIMEN

El análisis dinámico no lineal se realiza con tres modelos distintos, se emplea como excitación en la base el registro de la estación de Viveros del sismo de 1985, escalado. El amortiguamiento empleado en los análisis dinámicos fue 2%, ambos aspectos fueron descritos con detalle en el capítulo 4.

En los análisis dinámicos del espécimen se supuso que la cimentación está fija a su base.

6.2.1 Modelos para el análisis dinámico no-lineal

En el análisis dinámico no lineal del espécimen se representan la columna y la cimentación tipo candelero mediante modelos planos, estos modelos pueden representar la no linealidad del material y el efecto P-Delta de la columna. El análisis del modelo simplificado se llevó a cabo con una hoja de cálculo electrónica y los otros dos modelos, más detallados, fueron desarrollados con el programa RUAUMOKO (Carr, 2003).

6.2.1.1 Modelo simplificado con cimentación rígida

El modelo simplificado de columna y cimentación rígida, considera un sólo grado de libertad de traslación en dirección horizontal y una masa de traslación concentrada, ubicado en el extremo superior de la columna. La Figura 6.1 muestra el modelo simplificado con cimentación rígida. Con este modelo se realiza análisis dinámico no lineal, considerando la no linealidad del material y efecto P-Delta en la columna, se considera la hipótesis que la cimentación es rígida y no influye en el comportamiento de la columna. Para modelar los ciclos de histéresis se emplea el modelo de Takeda (Otani, 1974). Las fuerzas internas de la cimentación candelero se evalúan con las ecuaciones descritas en el capítulo 5. La ventaja de este modelo es la simplicidad para implementarla en una hoja de cálculo electrónica, la facilidad para evaluar fuerzas y desplazamiento en el extremo superior de la columna y las fuerzas internas en la cimentación, considera la fricción para evaluar las fuerzas en la cimentación.

La desventaja es que no se puede evaluar la deformación a nivel de sección de la columna, ni las de la cimentación. No considera las propiedades no lineales de la cimentación debido al contacto ni el aplastamiento del concreto.

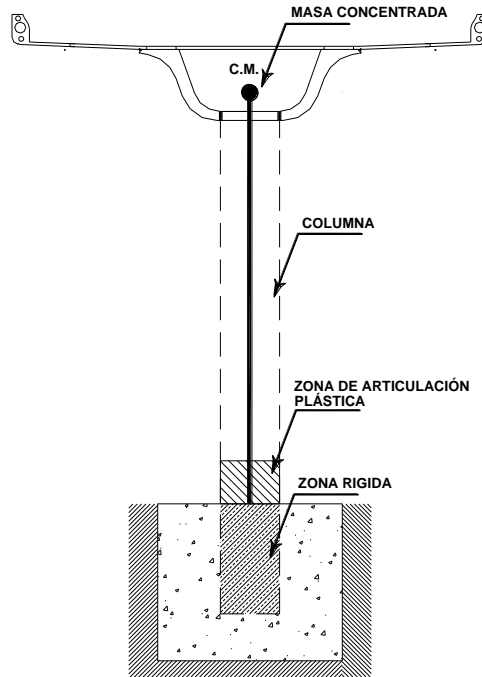


Figura 6.88. Modelo simplificado con cimentación rígida

Este modelo no requiere de calcular las propiedades de la cimentación para el análisis, únicamente hay que describir las propiedades geométricas y de materiales de la columna, además de la masa y fracción del amortiguamiento crítico asociados a la estructura. Para calcular las fuerzas internas de la interacción entre la cimentación y la columna se pueden emplear las expresiones descritas en el capítulo 5.

6.2.1.2 Modelo simplificado con cimentación semirígida

El modelo de columna con cimentación semirígida, elaborado con el programa RUAUMOKO (Carr, 2003) considera 8 nudos y 5 grados de libertad. Los grados de libertad se distribuyen de la manera siguiente, de rotación y traslación horizontal en el extremo superior de la columna, de rotación y traslación en la base de la columna que coincide con el borde superior de la cimentación y rotación en el extremo inferior de la columna que coincide con el fondo de la cimentación. El modelo emplea masa de traslación y rotación concentrada en el nudo del extremo superior de la columna. Con este modelo se realizan análisis dinámico no lineal, considerando la no linealidad del material y efecto P-Delta en la columna, que se define con elementos del tipo *Frame* (Carr, 2003). Este modelo considera la interacción entre la cimentación y columna, además de el aplastamiento del concreto concentrado en el borde superior de la cimentación, el problema de contacto y las fuerzas de fricción entre la cimentación y la columna mediante 2 elementos del tipo *Contact* (Carr, 2003) y supone que la rigidez del fondo de la cimentación es elástica y es representado por un elemento del tipo *Spring* (Carr, 2003) de rotación. Para modelar los ciclos de histéresis en la columna, se emplea el modelo de Takeda (Otani, 1974). Las fuerzas internas de la cimentación se obtienen directamente de la lectura de las fuerzas en los elementos tipo *Contact* y *Spring* (Carr, 2003). La Figura 6.2 muestra el modelo simplificado con cimentación semirígida.

La ventaja de este modelo es que considera la interacción entre la cimentación y la columna, evaluando las fuerzas de contacto y fricción, requiere de tres tipos elementos para su elaboración. Se puede modificar el valor del coeficiente de fricción en la cimentación. Se puede evaluar la curvatura de la sección de columna además de las deformaciones en la cimentación.

La desventaja es que las fuerzas y deformaciones en la cimentación están concentradas en dos niveles, donde se ubican los elementos tipo *Contact* y *Spring* (Carr, 2003). El elemento tipo *Spring* (Carr, 2003) rotacional del fondo de la cimentación es considerado elástico. De acuerdo con el modelo, en la cimentación la no linealidad se concentra sólo en el elemento *Contact* (Carr, 2003) del borde superior de la cimentación.

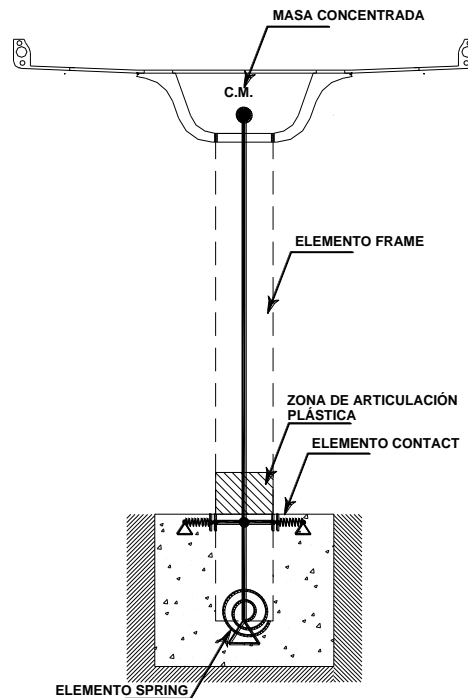


Figura 6.89. Modelo simplificado con cimentación semirígida

Este modelo requiere además de las propiedades mecánicas de columna, rigidez, masa y fracción del amortiguamiento de la estructura; las propiedades mecánicas de la cimentación. Para estas propiedades se requieren la rigidez y resistencia del elemento de contacto lateral, denominado elemento tipo *Contact*, ubicado en el borde superior de la cimentación; además, la rigidez del resorte rotacional en el extremo inferior de la columna, que representa la rigidez de la cimentación, las variables empleadas en las expresiones fueron descritas en el capítulo 5. La rigidez elástica del elemento *Contact* se calcula mediante la expresión siguiente

$$K_s = \frac{1}{\frac{D}{2A_s E_s} + \frac{2t}{\beta_h H b E_c}} \quad (6.1)$$

Donde se emplea para β_h un valor igual a 0.5.

La expresión anterior se obtiene de las ec. 5.51 y 5.55 descritas en el capítulo 5, donde la deformación del borde superior de la cimentación está expresada según la siguiente ec.

$$\Delta_s = \frac{2C_s t}{\beta_h H b E_c} + \frac{D}{E_s A_s} T \quad (6.1.1)$$

La tensión T es igual a $\frac{1}{2}C_s$, reemplazando en la expresión anterior se puede despejar C_s/Δ_s , de donde se obtiene la ec. 6.1

La resistencia a compresión para el elemento *Contact* se calcula según la siguiente expresión, que está limitada por la ec.5.11, descrita en el capítulo 5, reducida por el factor F_R .

$$CR_s = F_R \beta_h H b (0.85 f'_c) \left\{ 1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_{cu}} \right) \right\} \leq F_R A_s f_y \quad (6.2)$$

Donde:

$$\varepsilon_o = \frac{0.85 f'_c}{E_c} \quad \text{Es el límite de la deformación elástica del concreto.}$$

El valor para la deformación última del concreto (ε_{cu}) considerado es igual a 0.003.

La ec. 6.2 se obtuvo con base en las siguientes hipótesis, se ha supuesto que las deformaciones en el borde superior de la cimentación tiene una distribución lineal y los esfuerzos en el concreto siguen una regla elastoplástica de comportamiento, ver Fig. 6.3.

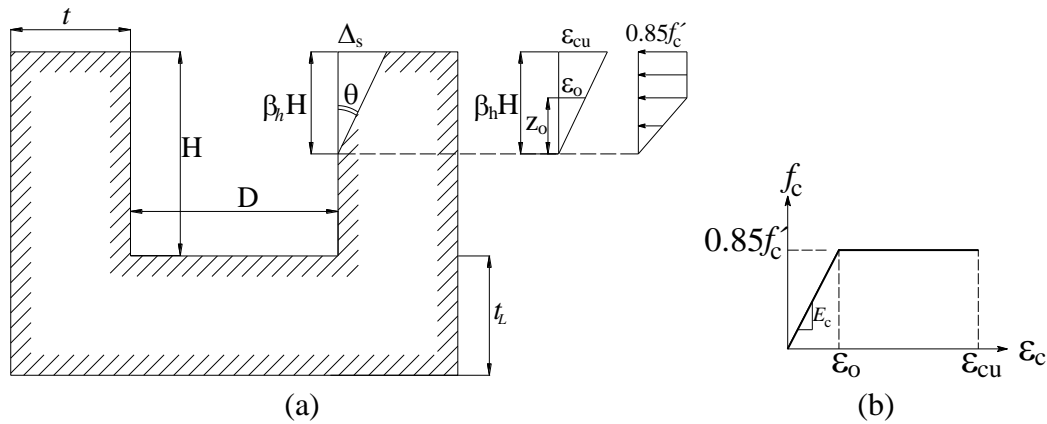


Figura 6.90. a) Distribución de deformación y esfuerzos en borde superior de cimentación b) modelo supuesto de comportamiento elastoplástico del concreto

La altura z_o donde se inicia el comportamiento inelástico del concreto se calcula con base en la distribución de deformación lineal y por semejanza de triángulos se obtiene la siguiente expresión.

$$z_o = \left(\frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_{cu}} \right) \beta_h H \quad (6.2.1)$$

La ec.6.2, para la resistencia, se obtiene de calcular el volumen dado por la distribución de esfuerzo en un ancho b de la cimentación, la Fig. 6.3.a muestra la distribución de la deformación y los esfuerzos en el borde superior de la cimentación. El volumen está expresado mediante la ec.6.2.2, donde al reemplazar z_o por la ec. 6.2.1, se obtiene la ec.6.2

$$CR_s = F_R \left\{ \frac{1}{2} (0.85 f'_c) z_o b + (\beta_h H - z_o) (0.85 f'_c) b \right\} \quad (6.2.2)$$

La rigidez rotacional elástica se obtiene del equilibrio de fuerzas internas en la cimentación C_s , C_t , μC_t , μC_s , R y de la compatibilidad de deformaciones. La compatibilidad de deformaciones en la cimentación supone como hipótesis que las caras laterales de la cimentación en contacto con la columna giran un mismo ángulo, ver Fig. 6.4.

La rigidez para el resorte rotacional se calcula con la siguiente expresión:

$$K_{\theta} = \frac{1}{3} \mu D H (\beta_h K_s + (1 - \beta_h) K_t) + \frac{1}{9} D^2 K_R \quad (6.3)$$

Donde:

$K_t = E_c (1 + (1 - \beta_h) (\frac{H}{t})) b$ Es la rigidez de traslación lateral en el fondo de la cimentación.

$K_R = \frac{1}{2} E_c b (1 + \frac{D}{t_L})$ Es la rigidez vertical del fondo de la cimentación.

K_s Se calcula con la ec. 6.1.

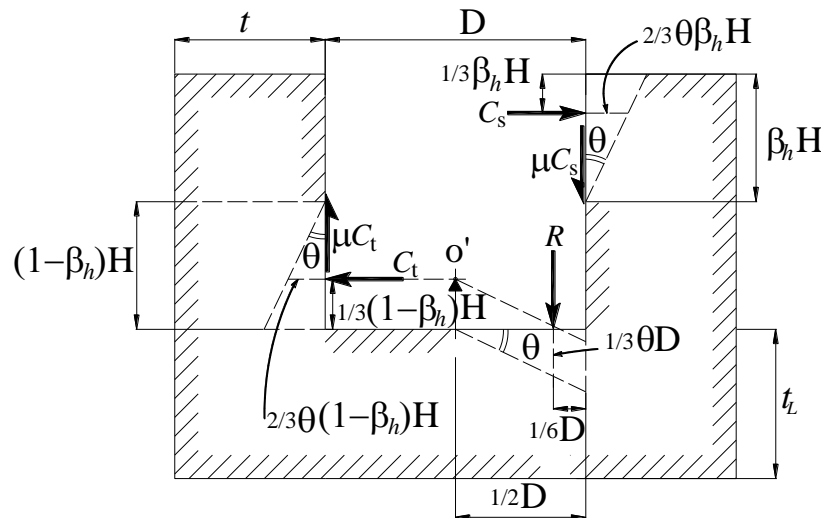


Figura 6.91. Distribución de reacciones y deformaciones en cimentación tipo candelero

Dada una pequeña rotación θ ($\text{tg}\theta \approx \theta$) en la base de la cimentación, por compatibilidad de las deformaciones, las superficies en contacto giran el mismo ángulo θ . El momento que se debe equilibrar en el apoyo O' , está dado por la siguiente expresión.

$$M_{\theta} = (\frac{1}{2} D) \mu C_s + (\frac{1}{2} D) \mu C_t + (\frac{1}{3} D) R \quad (6.3.1)$$

De la compatibilidad de deformaciones las fuerzas C_s , C_t , R , se calculan de la siguiente forma.

$$R = (\frac{1}{3} \theta D) K_R \quad (6.3.2)$$

$$C_s = (\frac{2}{3} \theta \beta_h H) K_s \quad (6.3.3)$$

$$C_t = (\frac{2}{3} \theta (1 - \beta_h) H) K_t \quad (6.3.4)$$

Las ec.s 6.3.2, 6.3.3 y 6.3.4 son reemplazadas en 6.3.1, de donde se obtiene la expresión siguiente.

$$M_{\theta} = (\frac{1}{2} D) \mu (\frac{2}{3} \theta \beta_h H K_s) + (\frac{1}{2} D) \mu (\frac{2}{3} \theta (1 - \beta_h) H K_t) + (\frac{1}{3} D) (\frac{1}{3} \theta D K_R) \quad (6.3.5)$$

En la expresión anterior dividimos M_0 entre θ , que representa la rigidez rotacional elástica, de donde se obtiene la expresión 6.3. Las rigideces K_b , K_R , se obtienen de la siguiente forma.

La rigidez K_t es igual a $E_c A_{ct}/t$, el área A_{ct} es la proyección vertical del área en contacto de la cimentación con la columna, la Figura 6.5 muestra con línea oscura gruesa la ubicación del área A_{ct} , que en términos de las dimensiones de la cimentación es $((1-\beta_h)H+t)b$, de donde se obtiene la expresión para K_t , mostrada anteriormente, ver ec. 6.3. De forma similar para la rigidez K_R , que es $E_c A_{cR}/t_L$, en este caso el área proyectada A_{cR} es igual a $1/2 (D+t_L)b$, de donde se obtiene la expresión para K_R , indicada con anterioridad, ver ec. 6.3.

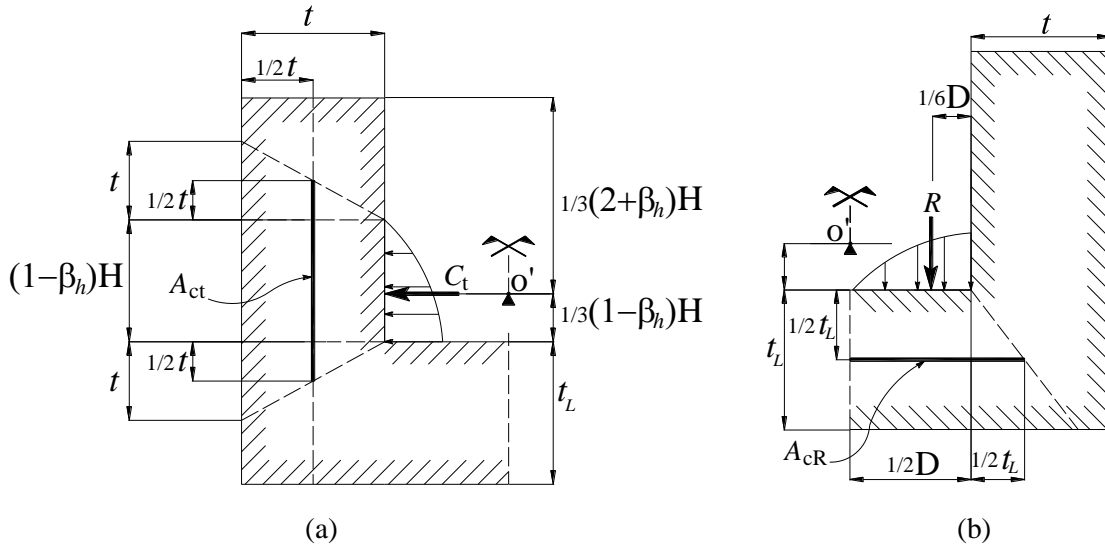


Figura 6.92. Proyección de áreas para el cálculo de rigideces. (a) Proyección vertical (b) Proyección horizontal de área

De acuerdo con lo anterior el punto O' es donde se concentra la rigidez rotacional, la fuerza de reacción C_t no produce momento con respecto a su punto de aplicación y el punto O' , por ser colineales, para el modelo simplificado el punto de apoyo fijo es O' y en este punto se concentra la rigidez rotacional dado por la ec.6.3. La profundidad del apoyo fijo que se emplea en el modelo es la distancia vertical del borde superior de la cimentación al nivel donde se encuentra el punto O' y es igual a $1/3 (2+\beta_h)H$. La fuerza C_s es considerada con la modelación del elemento *Contact*, descrito con anterioridad.

6.2.1.3 Modelo detallado con cimentación semirígida

El modelo de columna con cimentación semirígida, elaborado con el programa RUAUMOKO (Carr ,2003) considera 37 nudos y 28 grados de libertad. En la columna se emplean 8 nudos con 3 grados de libertad por cada nudo y 2 nudos con 2 grados de libertad por nudo, en la base de la columna hay 3 nudos conectados a 3 elementos del tipo *Spring* (Carr ,2003) de traslación, que coincide con el fondo de la cimentación. El modelo emplea masa de traslación y rotación concentrada en el nudo del extremo superior de la columna. Con este modelo se realiza análisis dinámico no lineal, considerando la no linealidad del material y efecto P-Delta en la columna, que se define con elementos del tipo *Frame* (Carr, 2003). Este modelo considera la interacción entre la cimentación y columna, además de el aplastamiento del concreto distribuido en la profundidad de la cimentación,

el problema de contacto y la fuerzas de fricción entre la cimentación y la columna mediante 8 elementos del tipo *Contact* (Carr, 2003). Para modelar los ciclos de histéresis en la columna, se emplea el modelo de Takeda (Otani, 1974). Las fuerzas internas de la cimentación se obtienen directamente de la lectura de las fuerzas en los elementos tipo *Contact* y *Spring* (Carr, 2003). La Figura 6.5 muestra el modelo detallado con cimentación semirígida.

La ventaja de este modelo es que considera la interacción entre la cimentación y la columna, evaluando las fuerzas de contacto y fricción, además se puede modificar el coeficiente de fricción en la cimentación, requiere de tres tipos elementos para su elaboración. Se puede evaluar la curvatura de la sección de columna y las deformaciones en distintos niveles de la cimentación. Este modelo considera además de la no linealidad en la columna, también la de la cimentación, mediante los elementos *Contact* que están distribuidos a distintos niveles de profundidad de la cimentación. De este modelo se puede obtener una mayor cantidad de información como resultados. Una posible desventaja es que se requiere de mayor entrada de datos y mayores detalles de la cimentación.

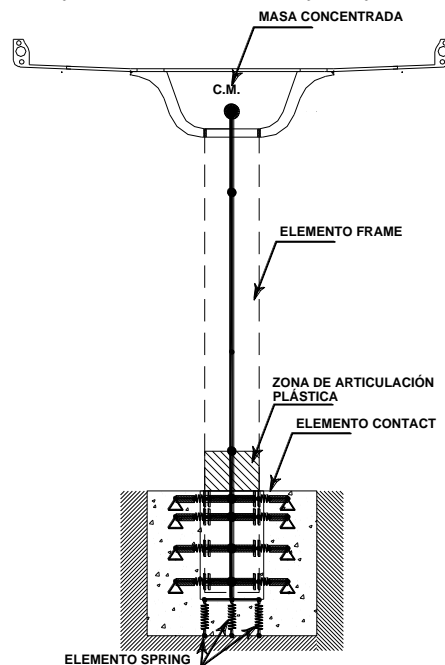


Figura 6.93. Modelo detallado con cimentación semirígida

Para la modelación detallada con cimentación semi-rígida se hace una subdivisión de la cimentación, la Figura 6.7 muestra un esquema de la subdivisión para definir los elementos tipo *Contact* y *Spring*. Los elementos de tipo *Contact* son las franjas horizontales de las paredes laterales de la cimentación tipo candelero, para representar el problema de contacto entre la cimentación y la columna. Los elementos tipo *Spring* se emplean en las franjas verticales de la losa de fondo de la cimentación tipo candelero.

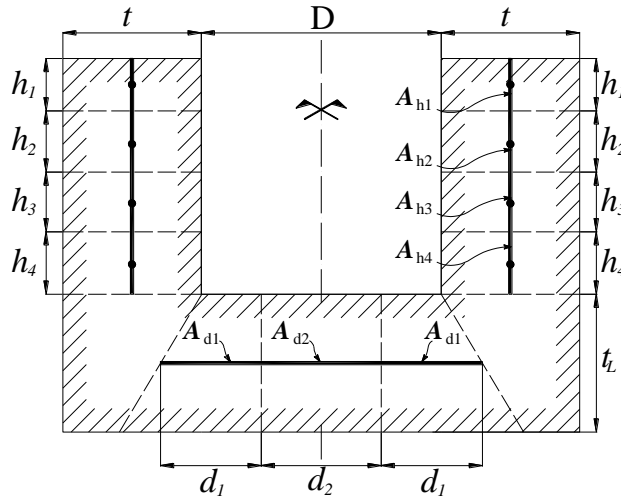


Figura 6.94. Subdivisión por franjas de la cimentación tipo candelero

La rigidez de los elementos *Contact* se calculan en función al módulo elástico del concreto (E_c), el área de la sección de cada franja A_{hi} y el espesor de la pared lateral de la cimentación (t), con la expresión $E_c A_{hi} / t$, el área vertical de cada franja se calcula con h_i . La resistencia de cada franja se calcula en función a la resistencia por aplastamiento del concreto, el cual está limitado de manera indirecta por la resistencia a tracción del acero, que están relacionados por el equilibrio estático en el borde superior de la cimentación. La resistencia a compresión del concreto para cada franja horizontal se calcula con la siguiente expresión.

$$R_{c_i} = FR(0.85 f'_c) h_i b \leq FR(A_{s_i} f_y) \quad (6.3.6)$$

De manera similar se calcula la rigidez de los elementos tipo *Spring*, se subdivide en tres partes la losa de fondo de la cimentación tipo candelero, por cada franja se asigna un elemento tipo *Spring* con una rigidez y resistencia predefinida, la rigidez de cada uno de estos elementos se calcula en función del módulo elástico del concreto (E_c), el área horizontal de cada franja de la losa de fondo (A_{di}), el espesor de la losa de fondo de la cimentación (t_L), con la expresión $E_c A_{di} / t_L$, el área (A_{d1}) correspondiente a los extremos de los elementos tipo *Spring* se calculan con $\frac{1}{3} D b (1 + 3/2 t_L / D)$, y el área central (A_{d2}) con $\frac{1}{3} D b$. La resistencia de cada franja vertical se calcula con la siguiente expresión.

$$R_{d1} = FR(0.85 f'_c) A_{d1} \quad (6.3.7)$$

La Figura 6.8 muestra la configuración de los elementos tipo *Contact* y *Spring* en la cimentación tipo candelero. Los elementos tipo *Contact* tienen un extremo fijo y el otro extremo conectado al eje de la columna, además del resorte, este tipo de elemento tiene zonas rígidas denominados “brazos rígidos” en los extremos del elemento, este elemento considera las fuerzas de fricción en función de un coeficiente de fricción (μ). Los elementos tipo *Spring*, en el modelo, tienen un extremo conectado a la base de la columna y el otro es un extremo fijo.

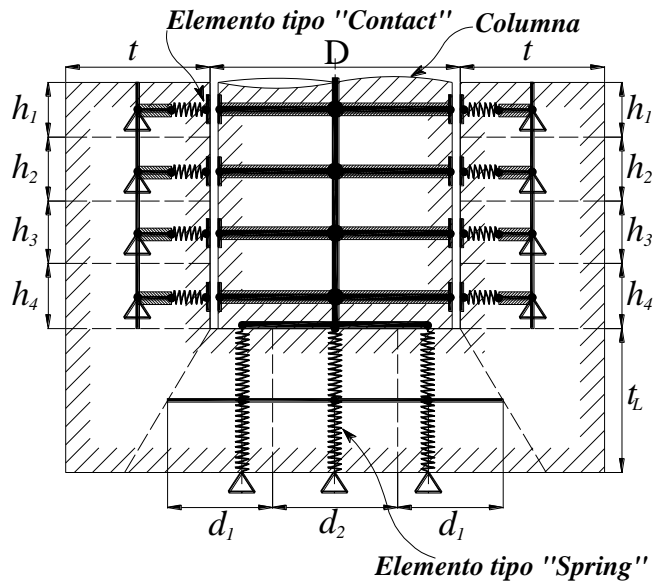


Figura 6.95. Elementos *Contact* y *Spring* en la cimentación tipo candelero

6.2.2 Otros modelos simplificados

En la fase inicial de este trabajo se emplearon otros modelos simplificados para describir el comportamiento no-lineal de la columna y su interacción con la cimentación tipo candelero, con el fin de realizar cálculos simplificados, paramétricos, que sirvieron de base a los modelos anteriormente mencionados y que a continuación describiremos.

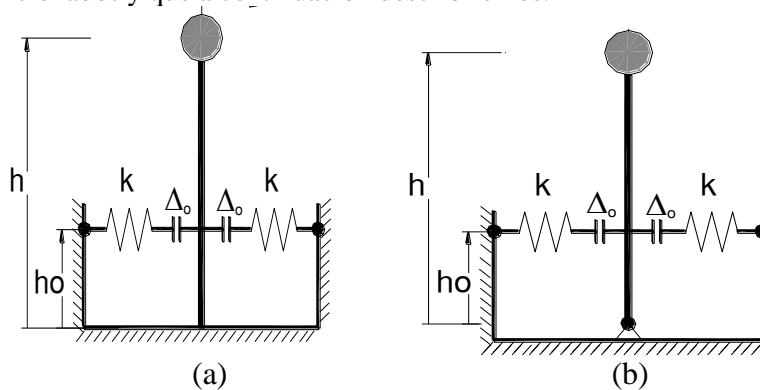


Figura 6.96. Modelos simplificados a) Modelo con base empotrada y columna con apoyo lateral de tipo contacto. b) Modelo con base articulada y columna con apoyo lateral de tipo contacto

La Figura 6.9 muestra algunos modelos simplificados con interacción entre la columna y la cimentación, el modelo que muestra la Fig.6.9.a correspondiente a una columna con base perfectamente empotrada y elementos de contacto en el borde superior de la cimentación, similares al tipo *Contact* (Carr, 2003). La Figura 6.9.b, muestra otro modelo simplificado similar al anteriormente descrito pero con la base perfectamente articulada.

Debido a las condiciones de apoyo de la columna, es decir el problema de contacto entre la cimentación y la columna, estas condiciones de apoyo cambian en función a la respuesta de desplazamiento de la columna, en consecuencia la rigidez elástica de la columna, $k(u)$, también cambia en función al desplazamiento, lo cual introduce un tipo de no linealidad geométrica. La ecuación de movimiento para estos modelos, en función a la masa (m), el amortiguamiento (c), la rigidez ($k(u)$), la aceleración del terreno (\ddot{u}_g), está expresada por la siguiente ec.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + k(u)u = -m\ddot{u}_g \quad (6.3.8)$$

Si se incluyen efectos P-Delta, en función de la carga vertical (P) y la altura de la columna (h), la ecuación de movimiento es expresada de la forma siguiente.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + (k(u) - \frac{P}{h})u = -m\ddot{u}_g \quad (6.3.9)$$

En las ecuaciones de movimiento descritas anteriormente, u, \dot{u}, \ddot{u} , son el desplazamiento, la velocidad y la aceleración, respectivamente.

La rigidez lateral de la columna, $k(u)$, se calcula de acuerdo al modelo simplificado correspondiente, para el caso que muestra la Figura 6.9.a, la rigidez está dada por la siguiente expresión.

$$k(u) = \begin{cases} K_L & \text{si } |u| < \Delta_o G(\xi) \\ K_L H(\xi, \eta) & \text{si } |u| \geq \Delta_o G(\xi) \end{cases} \quad (6.3.10)$$

Donde K_L es la rigidez lateral de una columna en voladizo de altura h y con base empotrada, e igual a $3EI/h^3$, Δ_o es la separación inicial del elemento de contacto, $G(\xi)$ es la función de transferencia entre desplazamiento del extremo superior de la columna y el desplazamiento de la columna a nivel del elemento de contacto, $H(\xi, \eta)$ es la función de variación de la rigidez lateral de la columna. $G(\xi)$ y $H(\xi, \eta)$ se calculan mediante las expresiones siguientes.

$$G(\xi) = \frac{1}{1 - \frac{3}{2}(1 - \xi) + \frac{1}{2}(1 - \xi)^3} \quad (6.3.11)$$

$$H(\xi, \eta) = \frac{1 + \eta\xi^3}{1 + \eta\xi^3 - \frac{9}{4}\eta\xi^4(1 - \frac{1}{3}\xi)^2} \quad (6.3.12)$$

Donde η es la relación entre la rigidez (k) del elemento de contacto y la rigidez lateral (K_L) definida anteriormente, (k/K_L). ξ es la relación entre la profundidad de desplante de la columna dentro del candelero (h_o) y la altura total de la columna (h), (h_o/h).

La rigidez lateral siempre está acotada, dado que el valor de η es mayor que cero, en caso de ser igual a cero, $H(\xi, \eta)$ es igual a 1, lo cual concuerda con el caso de una columna en voladizo común. Si η es muy grande entonces $H(\xi, \eta)$ estaría dado por la siguiente expresión.

$$H(\xi) = \frac{\xi^3}{\xi^3 - \frac{4}{9}\xi^4(1 - \frac{1}{3}\xi)^2} \quad (6.3.12.a)$$

En el caso que muestra la Figura 6.9.b, la rigidez, $k(u)$, está dada por la siguiente expresión.

$$k(u) = \begin{cases} 0 & \text{si } |u| < \Delta_o G(\xi) \\ K_L H(\xi, \eta) & \text{si } |u| \geq \Delta_o G(\xi) \end{cases} \quad (6.3.13)$$

En este caso las funciones $G(\xi)$ y $H(\xi, \eta)$ se calculan mediante las expresiones siguientes.

$$G(\xi) = \frac{1}{\xi} \quad (6.3.14)$$

$$H(\xi, \eta) = \frac{\eta \xi^2}{\eta[\xi(1-\xi)]^2 + 1} \quad (6.3.15)$$

La función $H(\xi, \eta)$ en este caso también está acotada, η es mayor o igual que cero, en caso de ser igual a cero, $H(\xi, \eta)$ es igual a 0, lo cual concuerda con el caso de una columna con base articulada. Si η es muy grande entonces $H(\xi, \eta)$ estaría dado por la siguiente expresión

$$H(\xi) = \frac{1}{(1-\xi)^2} H_v(\xi) \quad (6.3.15.a)$$

Donde $H_v(\xi)$ es la función de Heaviside, que es igual a 1 cuando ξ es mayor o igual que 0, y 0 cuando ξ es negativo.

A continuación se muestra la variación paramétrica de la rigidez en función de $H(\xi, \eta)$.

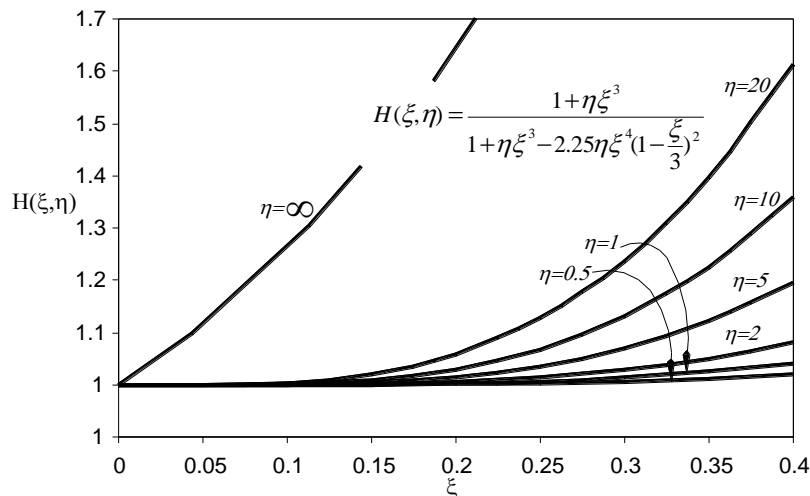


Figura 6.97. Modelo con base empotrada y columna con apoyo lateral de tipo contacto

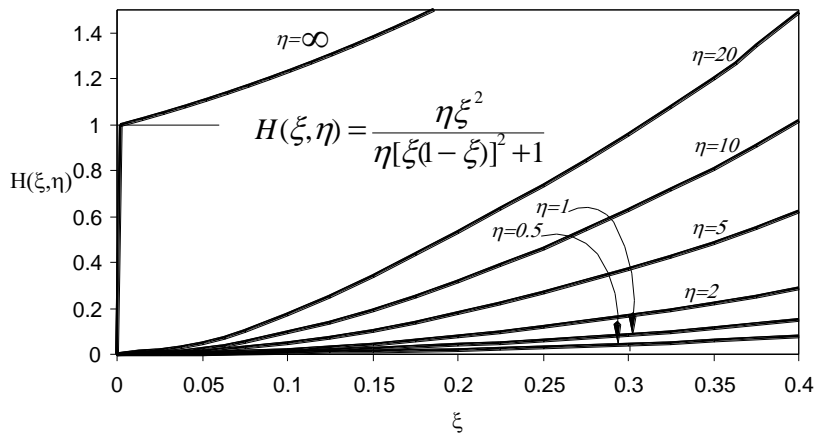


Figura 6.98. Modelo con base articulada y columna con apoyo lateral de tipo contacto

6.2.3 Características mecánicas empleadas para el análisis dinámico no lineal

Para la realización del análisis dinámico no lineal, con los distintos modelos, es necesario conocer las propiedades mecánicas de la sección de la columna, representado principalmente por el diagrama momento versus la curvatura de la sección. La sección analizada de la columna lleva un refuerzo que es constante en toda la altura libre, debido a que la relación $(P/Agf'c)$ es menor que 0.1, es poco relevante calcular el diagrama momento versus curvatura de la sección de columna a distintos niveles y para distintos valores de carga axial, por tal motivo se emplea un sólo diagrama, para $(P/Agf'c)$ igual a 0.029. La figura 6.12 muestra el diagrama calculado para una sección representativa del espécimen, con línea delgada y puntos se indica el diagrama calculado con el programa BIAX (Wallace, 1989), el cual debe ser simplificado a un diagrama bilineal, para ser usado con el programa RUAUMOKO (Carr, 2003). La Figura 6.12 muestra la aproximación bilineal del diagrama indicado con línea gruesa oscura y continua.

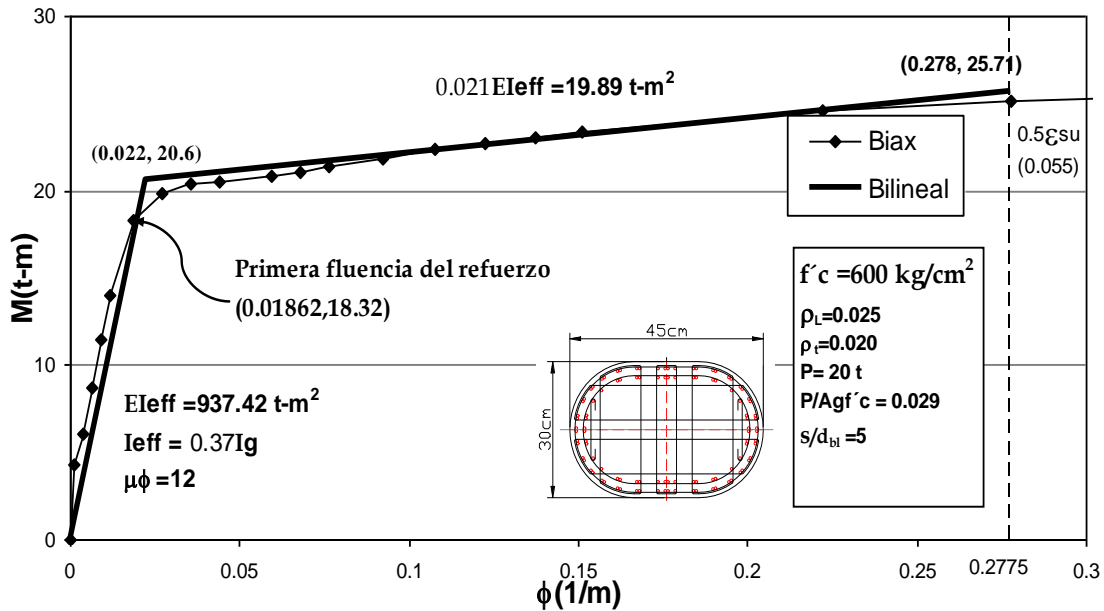


Figura 6.99. Diagrama momento-curvatura, calculada con BIAX (Wallace 1989) y una aproximación bi-lineal

La rigidez de la sección de columna calculada con la inercia bruta (EI_g) es igual a 2534 t-m^2 y a la rigidez efectiva en el intervalo de comportamiento elástico es 937 t-m^2 (EI_{eff}), la inercia efectiva calculada como la pendiente de la recta que une el origen con el punto de primera fluencia, representa una fracción igual 0.37 veces la rigidez de la sección bruta. La rigidez de post-fluencia es 2% de la rigidez efectiva e igual a 20 t-m^2 .

El punto sobre la curva que representa la primera fluencia del refuerzo, ocurre para una curvatura igual a $1.861 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ y momento flexionante de 18.3 t-m , ver Fig. 6.12

La aproximación bi-lineal de la curva momento-curvatura tiene un punto de fluencia, para el cual, la curvatura es igual a $2.2 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ y el momento flexionante de 20.6 t-m , ver Fig. 6.12.

Dado que la deformación de fluencia (ϵ_y) del refuerzo principal fue igual a 0.005, para la varilla de NZ de 6mm, la curvatura de fluencia (ϕ_y) 0.022 m^{-1} y el peralte de la columna (D) es 0.3m, la relación $(\phi_y D / \epsilon_y)$ fue igual a 1.32. Este resultado es 60% del obtenido con las expresiones de Priestley (2003), estas expresiones no serían apropiadas cuando se emplean varillas de refuerzo delgadas, como es el caso del espécimen en estudio.

Una vez definida la curva bilineal del diagrama momento curvatura para la sección de columna, se asignan las reglas de histéresis para el análisis dinámico no lineal. En este caso se empleó para modelar el comportamiento histérico de la columna, la regla de TAKEDA, sin degradación de resistencia; que a continuación se describe.

Los parámetros empleados para la regla histérica de TAKEDA fueron, el factor bi-lineal (r) igual a 0.02, la rigidez efectiva de la sección (K_0) de $936.4t\cdot m^{-2}$, el momento de fluencia (F_y) de $20.6t\cdot m$ y la curvatura de fluencia (d_y) de $0.022m^{-1}$. Los parámetros tal como el factor de degradación de rigidez ALPHA (α) y el factor BETA (β) son igual a cero.

La Figura 6.13 muestra esquemáticamente los parámetros de la regla de histéresis empleada.

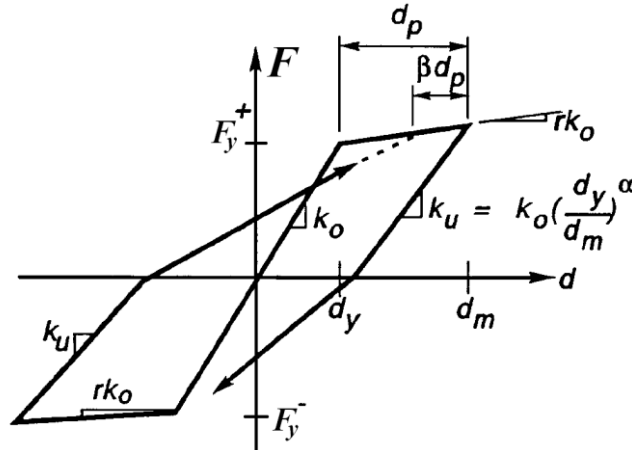


Figura 6.100. Regla de histéresis de TAKEDA utilizado con RUAUMOKO (Carr, 2003)

Para modelar la interacción entre la columna y la cimentación se emplearon los elementos tipo *Contact* y *Spring* definidos en el programa RUAUMOKO (Carr, 2003). Para estos elementos se tienen la opción de definir reglas de histéresis, para modelar el comportamiento inelástico del concreto. Adicionalmente el elemento tipo *Contact* puede representar el problema de contacto y la fuerza de fricción entre las superficies en contacto.

La regla de histéresis considerada para los elementos *Contact* fue del tipo bi-lineal incluyendo el *gap*, ver Figura 6.14, el factor bi-lineal (r) fue supuesto igual a 0.05.

El elemento *spring* que se consideró para el modelado, con una rigidez elástica estimada en función las propiedades geométricas y de las propiedades del material de la cimentación.

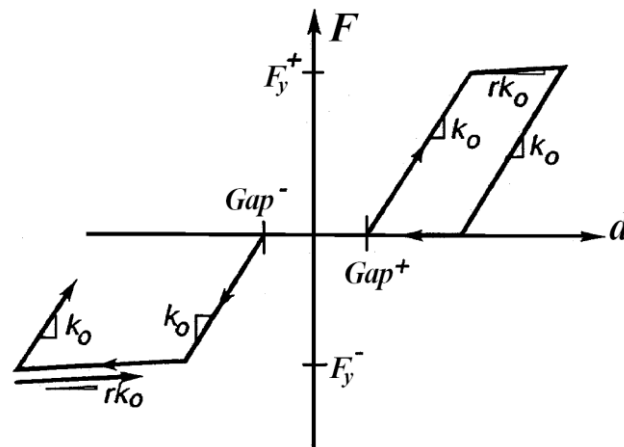


Figura 6.101. Regla de histéresis de elemento CONTACT, utilizado en el programa RUAUMOKO (Carr, 2003)

6.2.3.1 Revisión de la columna por capacidad

Con la finalidad de determinar el tipo de falla en la columna, se evaluó el cortante en la base de la columna relacionado con el máximo momento resistente de la sección de la columna igual a 26 t-m, el cual fue obtenido con base en del diagrama momento-curvatura, ver Fig. 6.12. La altura considerada de la columna (h) fue 2.45 m, la fuerza cortante en la base se obtiene de dividir el máximo momento resistente entre la altura (h), de donde resulta que el máximo cortante actuante sería igual 10.6t, la resistencia a cortante de la columna, calculada con la ec. 5.38, es 31t.

La resistencia a cortante de la sección (31t) es tres veces la demanda a cortante (10.6t), esta resistencia al cortante asegura que el tipo de falla en la columna sea por flexión, que es lo deseable. La Fig.6.15 muestra las fuerzas actuantes en la base de la columna y las reacciones en apoyos del espécimen.

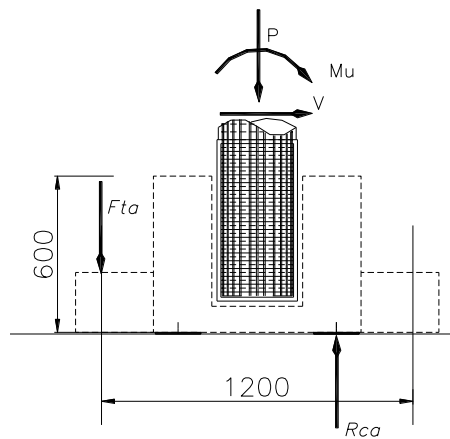


Figura 6.102. Diagrama de fuerzas en la columna del espécimen en mesa vibradora

6.2.3.2 Revisión por capacidad lateral de la columna con efectos P-Δ

Se evalúa la capacidad de deformación de la columna empleando el modelo simplificado con cimentación rígida, conocido el momento de fluencia y el momento último igual a 20.6 y 25.7 t-m, respectivamente; las correspondientes curvaturas, de fluencia 0.022m^{-1} y la última 0.278m^{-1} , ver Fig. 6.12, se calcula el desplazamiento en el extremo de la columna para estas condiciones, utilizando las ecs. 5.40 y 5.41, descritas en el capítulo 5. Se calculan los desplazamientos de fluencia y último igual a 0.044m y 0.51m, respectivamente. Para este cálculo se empleó una longitud de rótula plástica de 0.9 m, obtenida con la expresión propuesta por Priestley et al (1996), ec. 5.39, ver capítulo 5. La Figura 6.16 muestra la curva de momento flexionante versus distorsión de la columna.

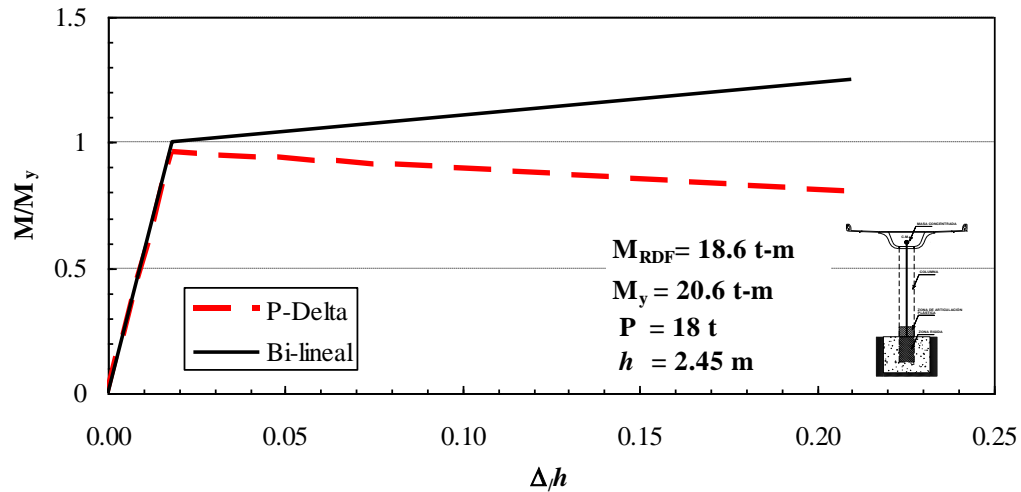


Figura 6.103. Efecto P-Δ en la capacidad lateral de la columna

La resistencia a flexión con efecto P-Δ para el estado último es 16.5t-m, la resistencia última con efecto P-Δ es el 80% de la resistencia de fluencia (20.6t-m), lo que significa que la columna está en inminente colapso si la demanda de distorsión llega a ser mayor que 0.2. De acuerdo con los cálculos realizados posteriormente, mediante el análisis dinámico, la distorsión máxima fue del orden de 0.06 lo cual se observó posteriormente en el ensaye, para esta distorsión la resistencia se degrada hasta alcanzar un 93% de la resistencia de fluencia (19t-m), por lo tanto el efecto P-Δ es poco importante en la respuesta de la columna.

6.2.4 Resultados del análisis dinámico no lineal

Se realizaron análisis dinámico no lineal de historia en el tiempo, con los tres modelos anteriormente mencionados, con los que se empleó el registro de aceleraciones de la estación de Viveros del sismo de 1985, escalado por un factor igual a 10. A continuación se muestran algunos de los resultados obtenidos con cada uno de los modelos. Posteriormente, para fines de comparación con los resultados experimentales, sólo se emplea el modelo detallado con cimentación semi rígida, de la sección 6.2.1.3.

Se calcula el momento según el reglamento del Distrito Federal (M_{RDF}) igual a 18.6 t-m, para dicho cálculo se asignaron valores experimentales para el valor del esfuerzo de fluencia del acero (f_y) igual a 5370 kgf/cm² y la resistencia a compresión del concreto (f'_c) de 600 kgf/cm², y el factor de reducción F_R igual a 1. El momento resistente calculado (M_{RDF}) se emplea como referencia en todos los análisis realizados con los modelos mencionados.

6.2.4.1 Resultados del modelo simplificado con cimentación rígida

Se realiza el análisis dinámico, con el modelo simplificado de cimentación rígida, se empleó la regla de histéresis de Takeda (Otani, 1974), en el que se consideró la degradación de la rigidez según la regla de Emori, con el exponente (α) igual a 0 y un factor (β) igual a 0. La Figura 6.17 muestra resultados del análisis dinámico no lineal de historia en el tiempo, cortante versus distorsión. De este análisis se obtiene una máxima distorsión de 0.035, para el sismo de la estación Viveros de 1985 escalado diez veces.

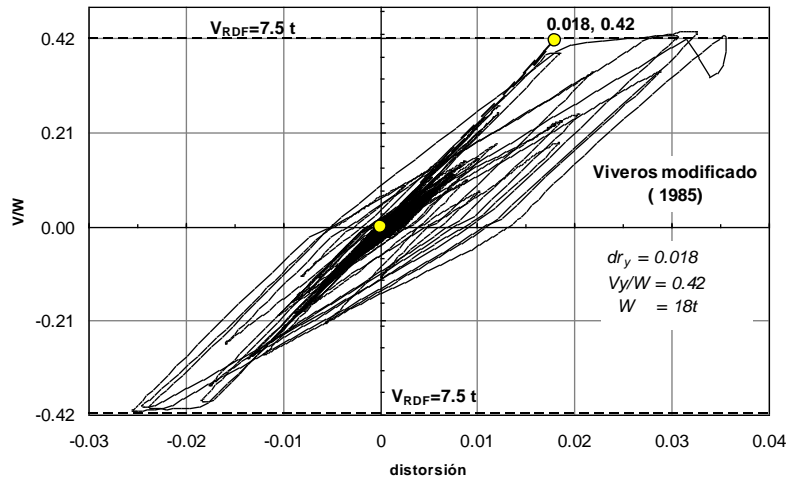


Figura 6.104. Modelo simplificado con base rígida, cortante versus distorsión

6.2.4.2 Resultados del modelo simplificado con cimentación semi-rígida

La Figura 6.18 muestra los resultados obtenidos del análisis dinámico no lineal, con el modelo simplificado con cimentación semi-rígida. Este modelo realizado con el programa RUAUMOKO (Carr, 2003) considera la interacción entre la columna y la cimentación. En el análisis se empleó el registro de la estación Viveros antes comentado. La regla de histéresis empleada para los elementos de la columna fue la de Takeda (Otani, 1974), anteriormente comentada y para el elemento de contacto fue un modelo bi lineal sin degradación de resistencia.

Para el modelo con cimentación semi-rígida, fueron considerados dos casos de análisis, en el primer caso se supuso que el coeficiente de fricción (μ) es igual a 1 y en el segundo caso igual a 0. Los resultados no tienen una diferencia relevante, la Figura 6.18 muestra los resultados de cortante en la base de la columna versus distorsión, la máxima distorsión calculada para el primer caso es 0.045 y para el segundo 0.046, lo que para fines prácticos se puede considerar iguales.

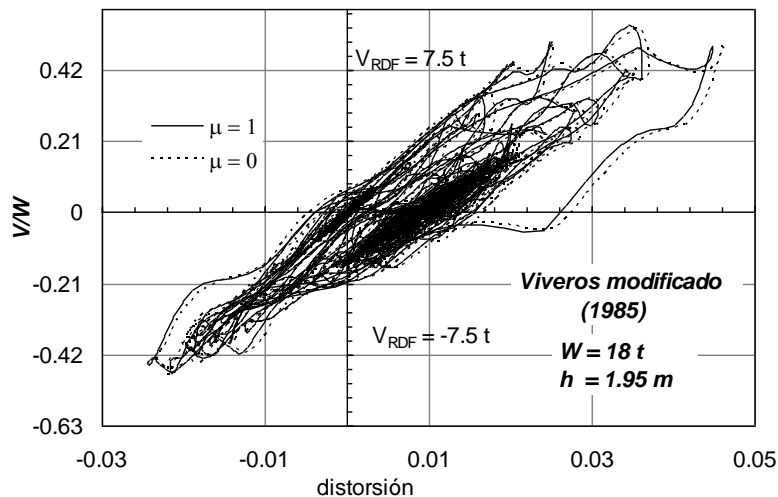


Figura 6.105. Modelo simplificado con cimentación semi-rígida. Cortante versus distorsión

6.2.4.3 Resultados del modelo detallado con cimentación semirígida

A continuación se muestra resultados del análisis dinámico no lineal con el modelo detallado de cimentación semi-rígida. La Figura 6.19 muestra el momento versus la distorsión de la columna, la máxima distorsión calculada es igual a 0.065. Los análisis se realizaron con un coeficiente de fricción (μ) igual a cero. Posteriormente se realizan distintos análisis dinámicos no lineales para distintos valores de coeficiente de fricción, los que se comparan con los resultados experimentales.

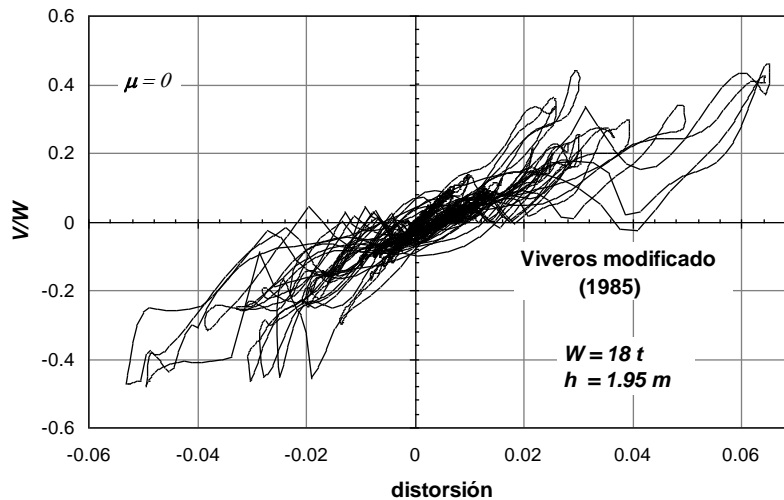


Figura 6.106. Modelo detallado con cimentación semi-rígida. Cortante versus distorsión

6.3 COMPARACIÓN DE RESULTADOS EXPERIMENTALES Y CALCULADOS

Para la comparación de resultados experimentales con los calculados se empleó el modelo detallado con cimentación semi-rígida, con el que se realizaron los análisis dinámicos no lineales empleando el registro de de la estación de Viveros del 19 de septiembre de 1985, escalada a distintas intensidades.

Se realizaron distintas pruebas dinámicas en la mesa vibradora del II-UNAM, anteriormente descritas en el capítulo 3, las primeras fueron preliminares, que consintieron en realizar mediciones de vibración ambiental y vibración libre. Posteriormente se realizaron las pruebas con excitaciones de tipo sísmicas, estas últimas pruebas se realizaron empleando la señal antes mencionada, señal que se escaló a distintas intensidades de aceleración. En la primera prueba con registro sísmico se utilizó una señal de baja intensidad y en la segunda una señal de alta intensidad escalada 10 veces el registro original, a continuación se muestran los resultados experimentales comparados con los calculados.

6.3.1 Comparación de resultados con sismo de baja intensidad

Se comparan los resultados calculados con la señal de baja intensidad con los resultados experimentales de aceleración y desplazamiento, que a continuación se describen.

Los resultados del análisis no-lineal dinámico y la respuesta experimental que muestra la Figura 6.20 corresponden a la aceleración de la masa en la fase intensa del movimiento, entre 26s y 60s, de la duración del registro de aceleraciones.

La señal de baja intensidad, que muestra la Fig. 6.20, se indica con línea gruesa la respuesta calculada y con línea delgada oscura la experimental. Se puede observar una buena aproximación de la respuesta calculada con respecto a la experimental. La máxima aceleración calculada fue 86cm/s^2 (gals) a los 29.21s y la obtenida experimentalmente 97.2cm/s^2 (gals) a los 29.2s.

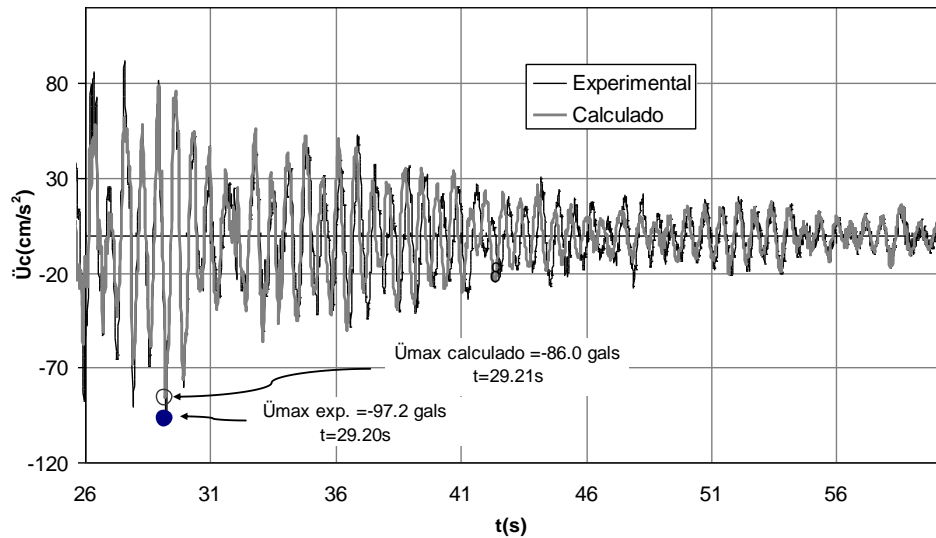


Figura 6.107. Comparación de la aceleración obtenida experimental y calculada. Sismo de baja intensidad

La Figura 6.21 muestra la función de transferencia de la aceleración del centro de gravedad del modelo respecto de la aceleración en la base, con línea gruesa se indica el resultado calculado y con línea delgada oscura el experimental. Las amplitudes máximas se observan en 1.5Hz y 10.3 Hz que representan las dos primeras frecuencias fundamentales identificadas del modelo, estas frecuencias fueron asociadas al primer y segundo modo de vibración, respectivamente.

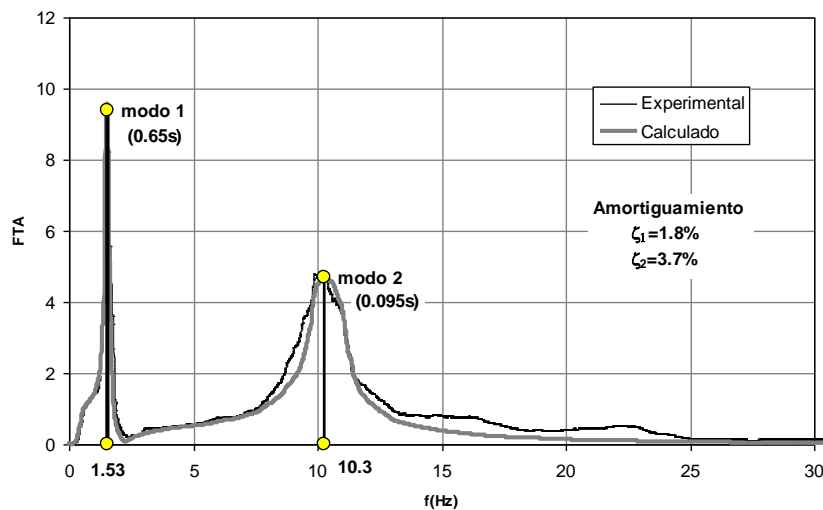


Figura 6.108. Funciones de transferencia de aceleración del modelo experimental y calculado. Sismo de baja intensidad

La Figura 6.22 muestra la respuesta experimental, indicada con línea continua, y calculada, con línea punteada, en términos de la distorsión de la columna, se observa una buena aproximación entre el resultado experimental y calculado. La distorsión calculada y experimental son del orden de 0.004. Para mayor resolución los resultados de la distorsión se muestran en un intervalo entre 26 y 38 segundos de la duración de la señal.

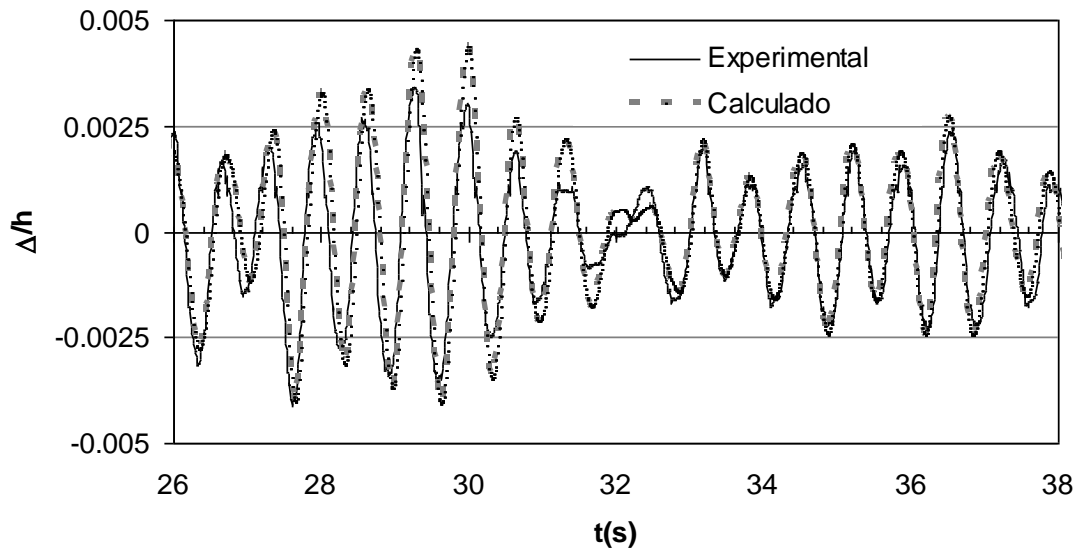


Figura 6.109. Comparación de la distorsión obtenida experimental y calculada. Sismo de baja intensidad

6.3.2 Comparación de resultados con sismo de alta intensidad

Se compararon los resultados experimentales de aceleración de la masa con los resultados calculados con el modelo detallado de base semi-rígida para distintos valores del coeficiente de fricción, este coeficiente es el asociado a la interacción entre la columna y la cimentación. La Figura 6.23 muestra los resultados obtenidos para algunos valores del coeficiente de fricción (0, 0.5 y 1), se observa una buena aproximación entre los resultados calculados y el experimental, indicado con línea continua oscura. Los resultados calculados, indicados con línea gris continua, línea discontinua oscura y línea punteada; prácticamente no cambian y se superponen, para fines prácticos no hay diferencia relevante entre los resultados calculados.

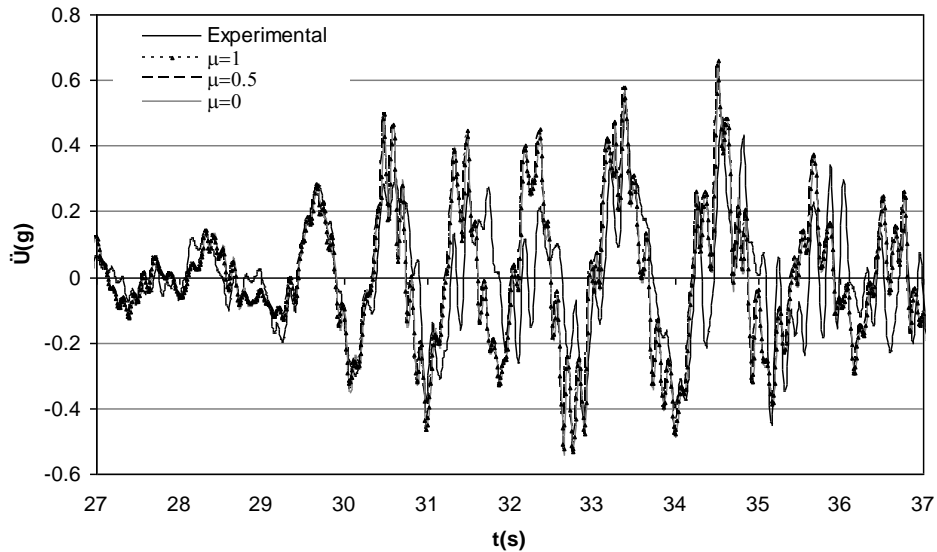


Figura 6.110. Comparación de respuestas de aceleración calculada para distintos coeficientes de fricción y el obtenido experimentalmente en mesa vibradora

La Figura 6.24 muestra las funciones de transferencia para la aceleración de la masa respecto de la base, experimental y calculadas, se puede observar que para frecuencias menores que 7 Hz hay una buena aproximación, estas frecuencias está asociadas a la respuesta de los primeros modos, mientras que para las frecuencias asociados a modos superiores el modelo muestra una mayor amplificación. Esto se debe a que el modelo tiene restringido el movimiento de la cimentación, mientras que en el espécimen la restricción del movimiento es sólo en la base de la cimentación, teniendo el borde superior libre. Sin embargo, para los resultados calculados con distintos coeficientes de fricción (μ) para los valores 0, 0.5 y 1, no se observan diferencias relevantes, y prácticamente estos se superponen.

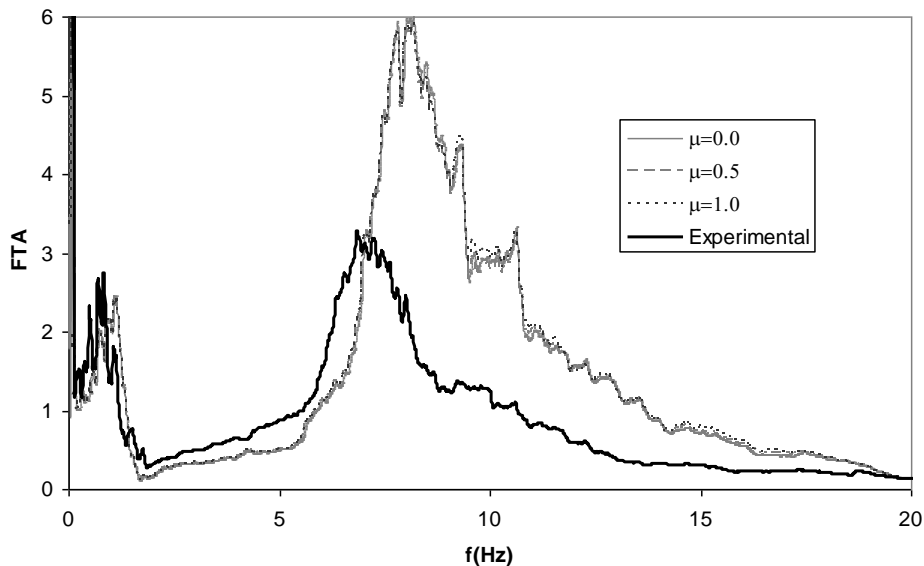


Figura 6.111. Comparación de funciones de transferencia de aceleración calculada para distintos coeficientes de fricción y la obtenida experimentalmente en mesa vibradora

La Figura 6.25 permite comparar las distorsiones calculadas con distintos coeficientes de fricción y la experimental, para el intervalo de movimiento de mayor intensidad. Se observa una buena aproximación, sin embargo no hay diferencia apreciable entre las distorsiones calculadas con los distintos valores de μ , para valores de 0, 0.5 y 1.

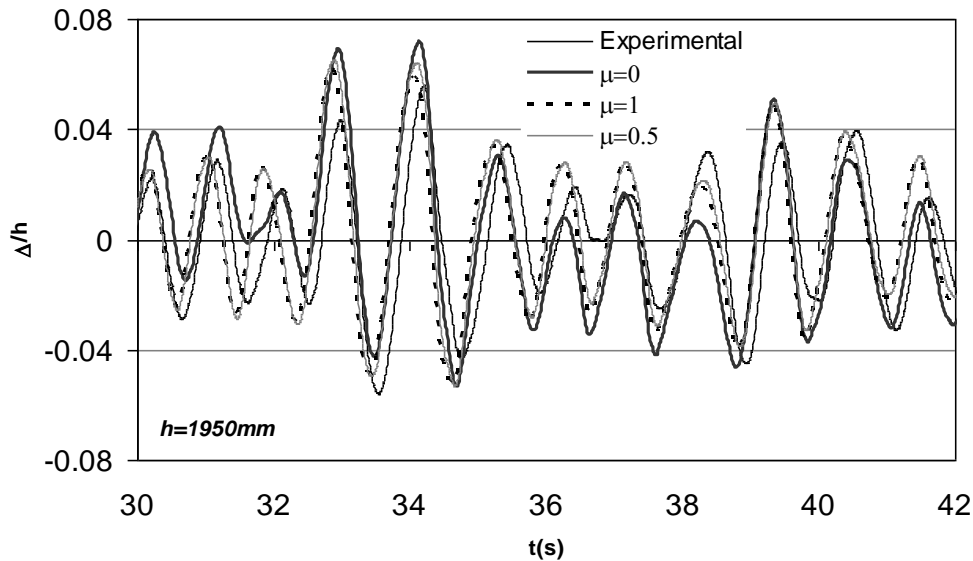


Figura 6.112. Comparación de la distorsión calculada para distintos coeficientes de fricción y la obtenida experimentalmente en mesa vibradora

La figura 6.26 muestra las funciones de transferencia para los desplazamientos del extremo superior del fuste de la columna respecto de los desplazamientos de la base, experimental y calculadas, se puede observar una buena aproximación entre los resultados; experimental, con línea gruesa oscura continua, y calculado, con distintas líneas (línea gris gruesa discontinua, línea gris delgada y línea punteada), nuevamente los valores calculados con distintos coeficientes de fricción prácticamente son iguales y se superponen entre si.

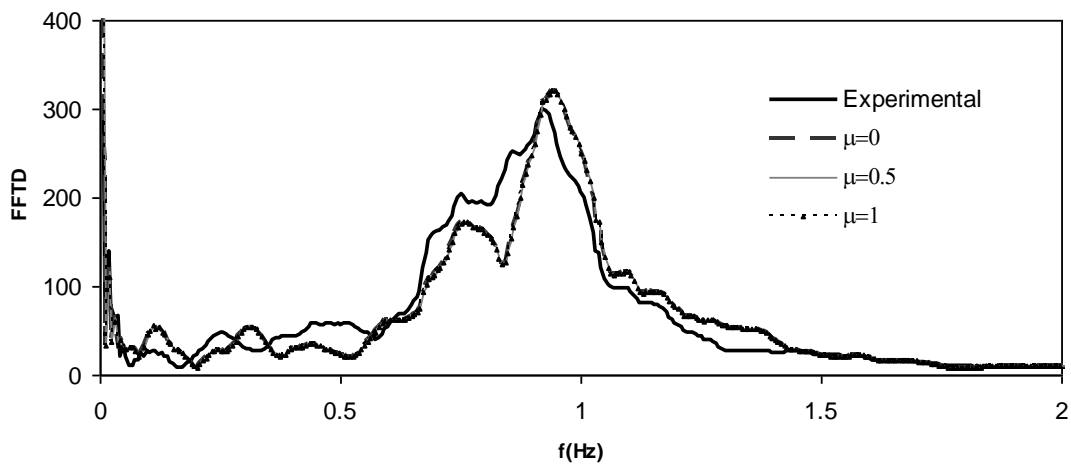


Figura 6.113. Comparación de funciones de transferencia de desplazamiento calculado para distintos coeficientes de fricción y el obtenido experimentalmente en la mesa vibradora

La figura 6.27 muestra los resultados obtenidos para el momento flexionante en la base versus la ductilidad de curvatura, experimental y calculada, se observa que los resultados son aceptables, el resultado calculado mostrado es para un coeficiente de fricción igual a cero, se empleó sólo este resultados debido a que no hay diferencias relevantes con los obtenidos para otros coeficientes de fricción.

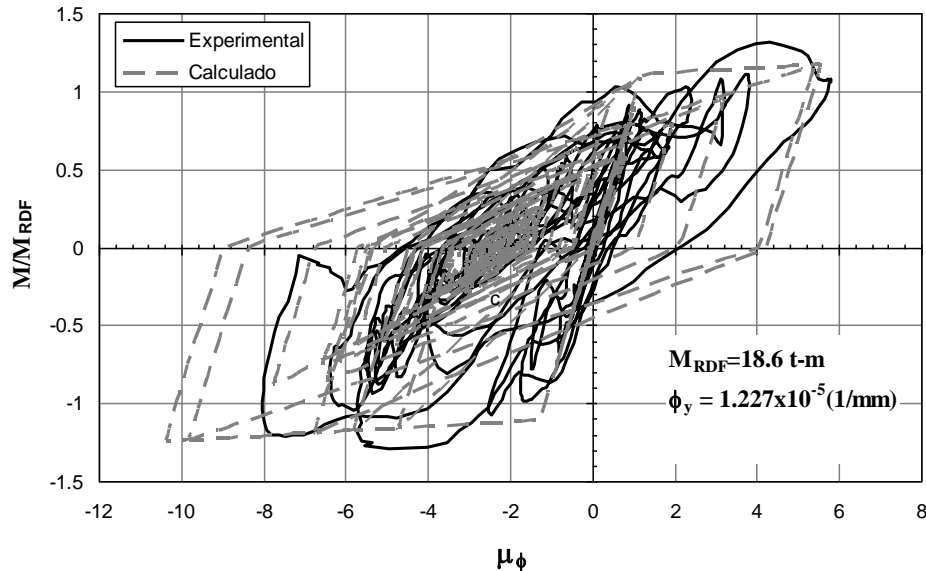


Figura 6.114. Comparación de momento flexionante en la base versus la ductilidad de curvatura calculada y la obtenida experimentalmente en mesa vibradora

La figura 6.28 muestra los resultados obtenidos para el momento flexionante en la base versus la distorsión de la columna, experimental y calculada, se observa aceptables resultados. Con línea continua oscura se indican los resultados experimentales y con línea gris discontinua el calculado.

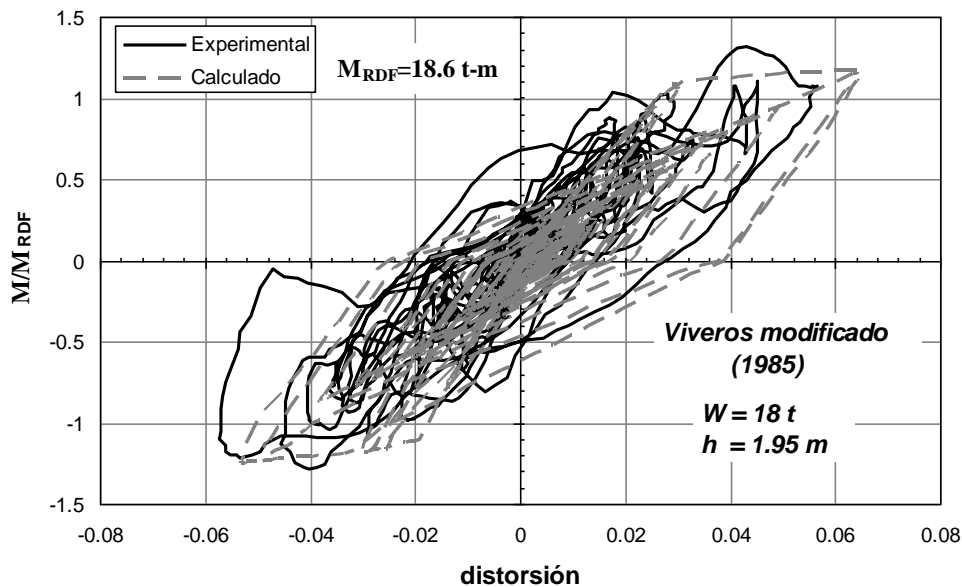


Figura 6.115. Comparación de momento flexionante en la base versus distorsión calculada y la obtenida experimentalmente en mesa vibradora

6.4 EVALUACIÓN ANALÍTICA DEL BALANCE DE ENERGÍA PARA UNA COLUMNA CON DISTINTAS CONDICIONES DE APOYO EN LA BASE

Se evaluaron los espectros de energía de deformación para lo cual se empleó el programa INSPEC (Carr, 2002), los espectros fueron calculados para un amortiguamiento de 1.8%, calculado con base en los resultados experimentales en mesa vibradora. Se evaluó el balance de energías de una columna, se consideraron dos modelos para representar distintas condiciones de apoyo en la base de la columna, uno de los modelos representa una columna con apoyo empotrado y la otra a una con apoyo semi-empotrado. Se ha supuesto como hipótesis que el modelo con cimentación rígida es equivalente a un modelo con base empotrada con periodo igual a 0.68s y el denominado modelo con cimentación semi-rígida o de base semi-empotrada tiene un periodo de 1.14s.

Posteriormente se evalúa el balance de energía para los modelos descritos anteriormente, con cimentación rígida o base empotrada y el modelo con cimentación semi rígida o de base semi-empotrada, empleando el programa RUAUMOKO (Carr, 2003).

La figura 6.29 muestra el espectro de energía elástica para ductilidades de 2, 3, 4 además del elástico. Este espectro fue calculado para el registro escalado de Viveros del sismo de 1985, el mismo que fue utilizado en el ensaye de la mesa vibradora, en este espectro el período de máxima energía es 1.05s. Para este período crítico, la energía elástica demandada para un sistema elástico ($\mu=1$) es más de 5 veces la energía elástica para sistemas con ductilidades de 2, 3 y 4.

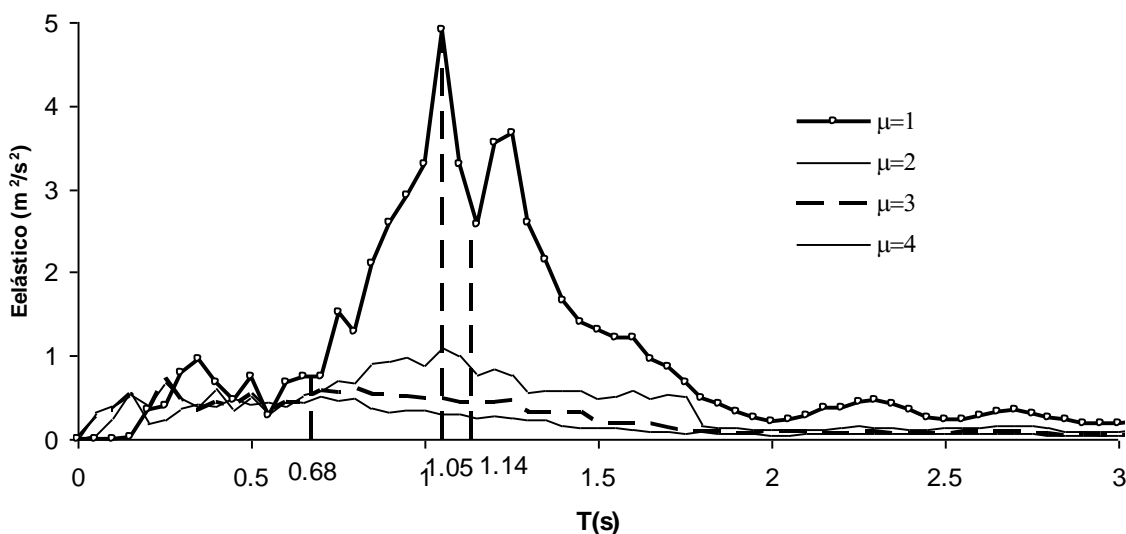


Figura 6.116. Espectro de energía elástica ($\zeta = 1.8\%$)

La energía de deformación elástica para el modelo empotrado (0.68s) es menor que la energía elástica del modelo con base semi-empotrada (1.14s). Cabe resaltar que en el espectro de energía elástica para el registro analizado, los sistemas con demandas de mayor ductilidad demandan menor energía elástica, en el intervalo de periodos entre 0.68s y 2s.

Se calculó el espectro de energía histerética para el registro escalado de viveros, utilizado para el ensaye en mesa vibradora, para ductilidades de 2, 3, 4 y amortiguamiento de 1.8%. La Figura 6.30 muestra espectros de energía histerética para ductilidades de 2, 3 y 4. Para una demanda de ductilidad igual a 2, se puede observar que la demanda de energía histerética para un periodo de 0.68s es menor que el correspondiente a un periodo de 1.14s, lo cual no ocurre necesariamente para

sistemas con mayores demanda de ductilidad. Los periodos considerados corresponden a los modelo con base empotrada (0.68s) y semi-empotrada (1.14s).

De acuerdo con Rodriguez y Padilla (2006), la energía histerética representa la energía disipada y por lo tanto el daño en la estructura, el modelo semi-empotrado tendría mayor daño que para el modelo empotrado, en el supuesto caso que la ductilidad de estos sea igual a 2. Sin embargo para ductilidades mayores (μ igual 3, 4) la energía histerética es mayor en el caso del modelo con base empotrada que en el caso de que la base sea semi empotrada.

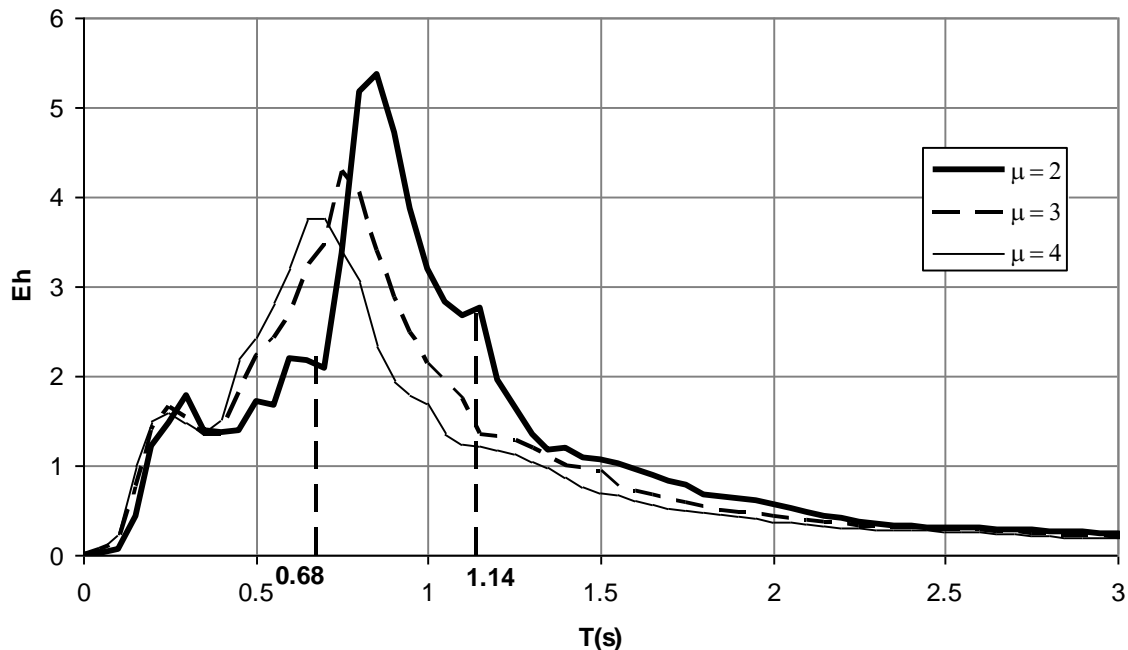


Figura 6.117. Espectro de energía histerética E_h (m^2/s^2) ($\zeta = 1.8\%$)

Se evaluó el balance de la energía, considerando coordenadas relativas de movimiento, es decir que las ec. de movimiento se formula con un observador que se mueve junto con la estructura. La energía de entrada (E_I) o la energía entrada relativa, es igual a la suma de la energía cinética (E_K) más la energía de amortiguamiento (E_D) y la energía de deformación (E_S). Para el modelo empotrado, la suma de la energía cinética y la energía de amortiguamiento ($E_K + E_D$) es aproximadamente igual al del modelo con la base semi-empotrada. Sin embargo la energía de deformación (E_S) para el modelo con base semi-empotrada es mayor que el correspondiente para el modelo empotrado, esto se puede deducir de la diferencia de la energía de entrada (E_I) menos la suma de la energía cinética y de amortiguamiento ($E_K + E_D$), ver figuras 6.31 y 6.32.

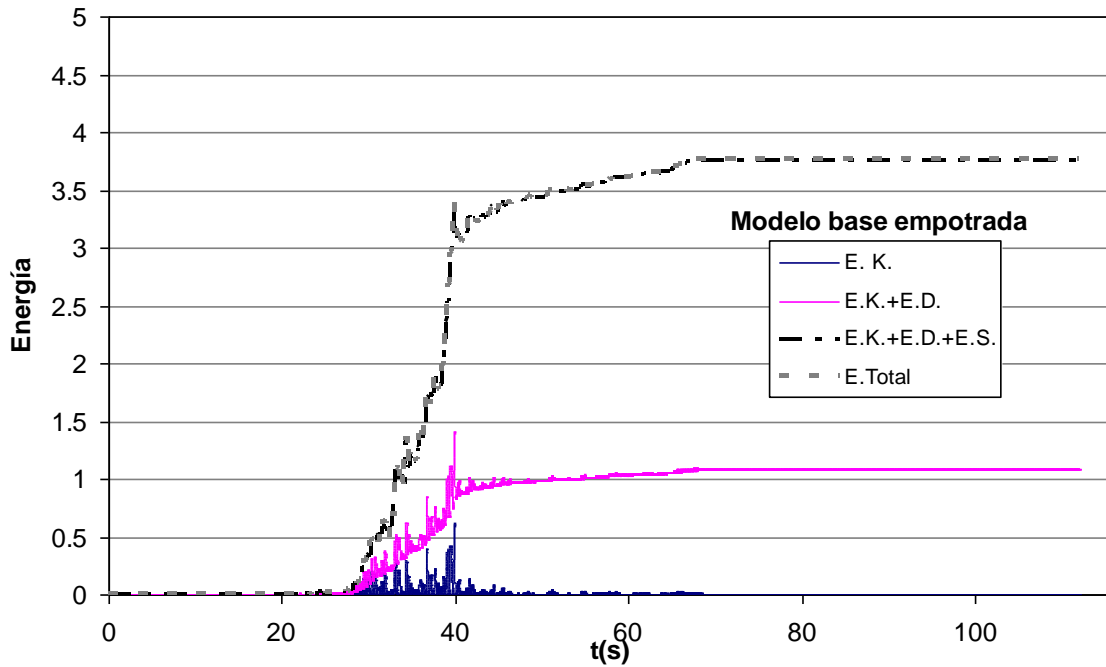


Figura 5.118. Diagrama del balance de energía para el modelo con base empotrada (m^2/s^2)

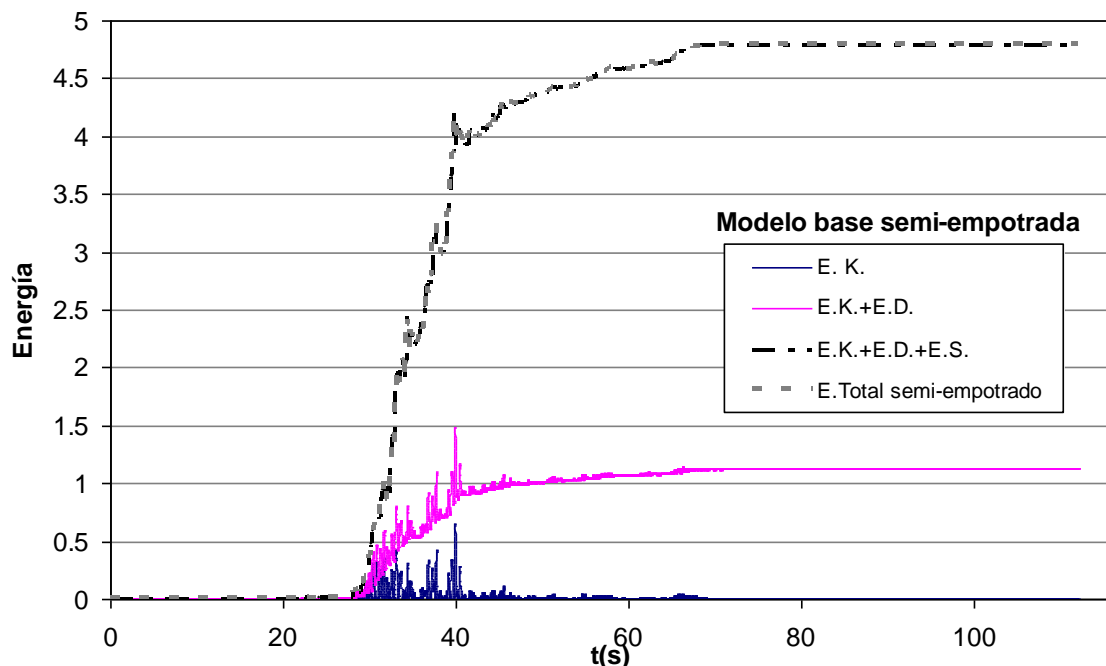


Figura 6.119. Diagrama del balance de energía para el modelo con base semi-empotrada (m^2/s^2)

Se compara la energía de entrada (E_I) y la energía de deformación (E_S) para ambos modelos. La energía de deformación es la diferencia más relevante entre ambos modelos, según muestran las figuras 6.33 y 6.34. La energía de entrada (E_I) no es igual en ambos modelos a pesar de emplearse la misma excitación sísmica, esto es debido a que la energía de entrada (E_I) se calcula en términos de la aceleración de la base y el desplazamiento relativo de la masa, que para el modelo con base

semi-empotrada los desplazamientos relativos son mayores que los correspondientes a los de base empotrada.

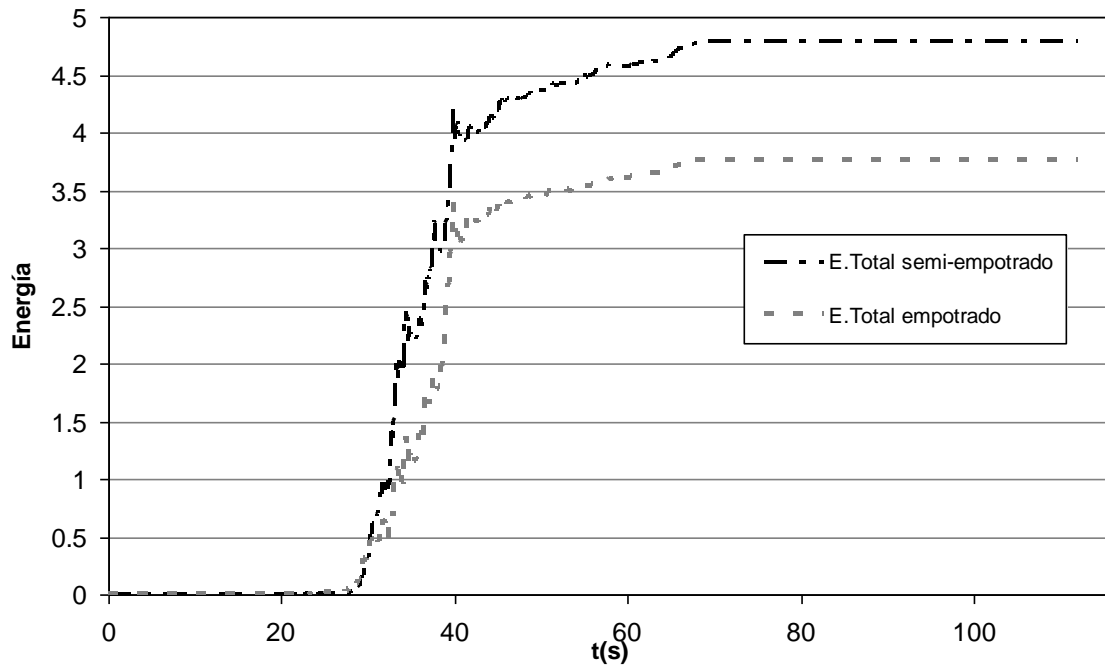


Figura 6.120. Comparación de los diagramas energía de entrada (E_I) para los modelos con base empotrada y semi-empotrada (m^2/s^2)

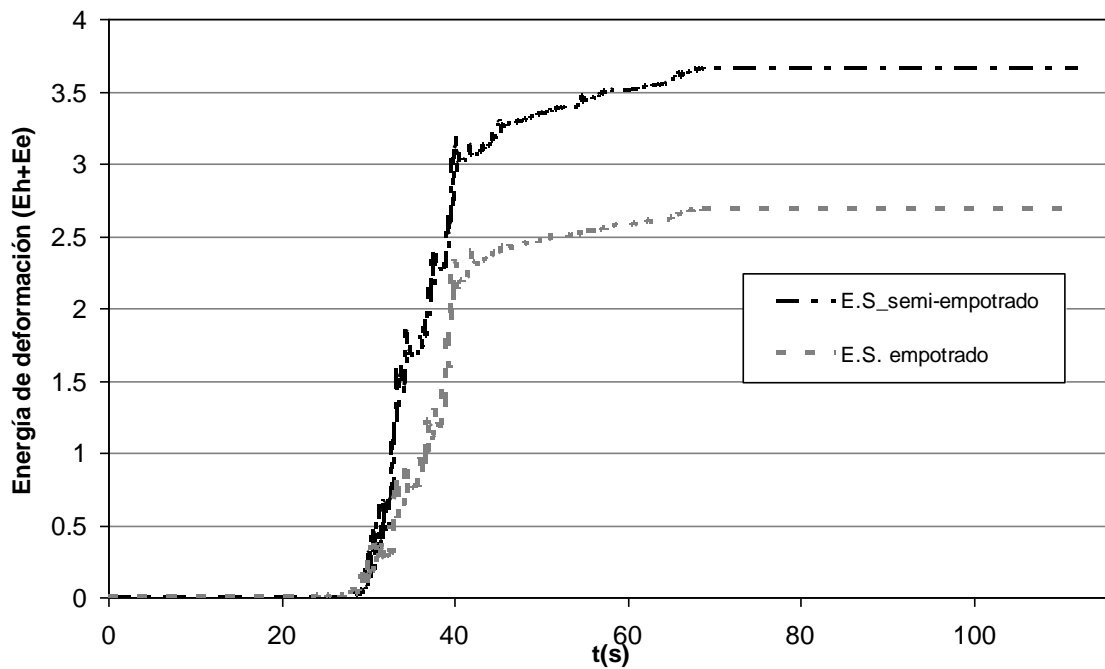


Figura 6.121. Comparación de los diagramas energía de deformación ($E_S = E_H + E_E$) para los modelos con base empotrada y semi-empotrada (m^2/s^2)

El cociente de la energía histerética y la energía de entrada (E_H/E_I) indica la fracción de la energía liberada respecto a la energía de entrada, esta energía liberada es energía irrecuperable y se traduce en el daño sufrido por la estructura mediante deformaciones inelásticas. En términos relativos el modelo con base semi-empotrada liberó 80% y el modelo con base empotrada liberó 76% de la energía de entrada correspondiente en cada caso, según se muestra en la figura 6.35. Sin embargo este cociente no es capaz de evaluar el daño en la estructura, el cociente puede resultar engañoso y mostrar que el daño en ambos modelos es similar, cuando en realidad el daño debe ser medido en función a la energía histerética.

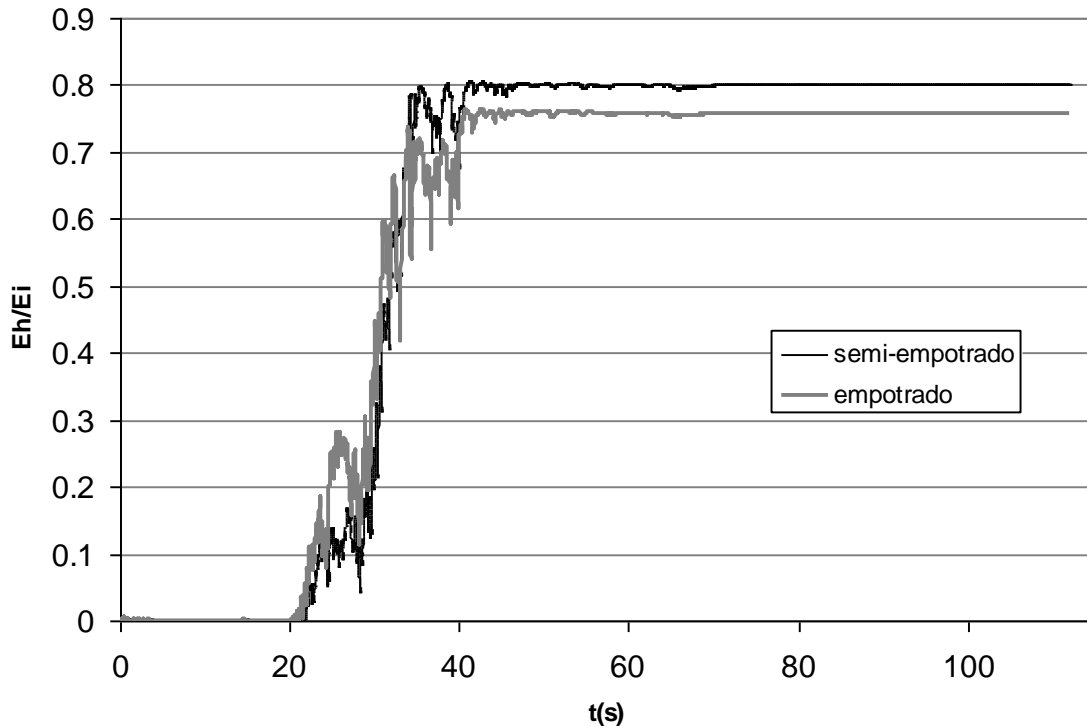


Figura 6.122. Comparación del cociente entre la energía histerética y la energía de entrada (E_H/E_I) para el modelo empotrado y semi-empotrado

La energía histerética para el modelo con base semi-empotrada es 34% mayor que el correspondiente al de base empotrada, según se muestra en la figura 6.36, lo cual indica que el modelo semi-empotrado tendría mayores daños que el modelo empotrado.

Se evalúa el balance de energía para modelos con cimentación tipo candelero, simple y con presforzado. La energía histerética del modelo con candelero simple es 25% mayor que el del modelo con candelero presforzado, según se muestra en la figura 6.37, debido a que el candelero simple libera más energía en el interior del candelero que el candelero con presfuerzo. Esta liberación de energía significaría que habría más daño dentro del candelero simple.

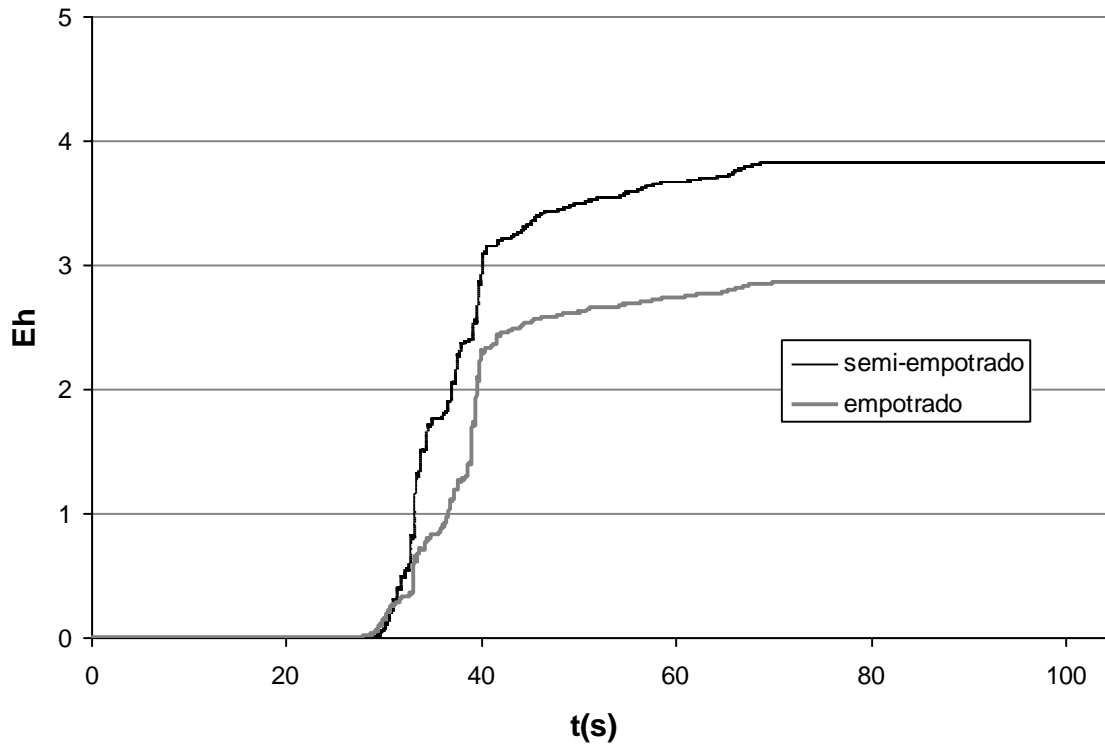


Figura 6.123. Comparación de la energía histerética (E_H) en (m^2/s^2) para el modelo con base empotrada y el semi-empotrado

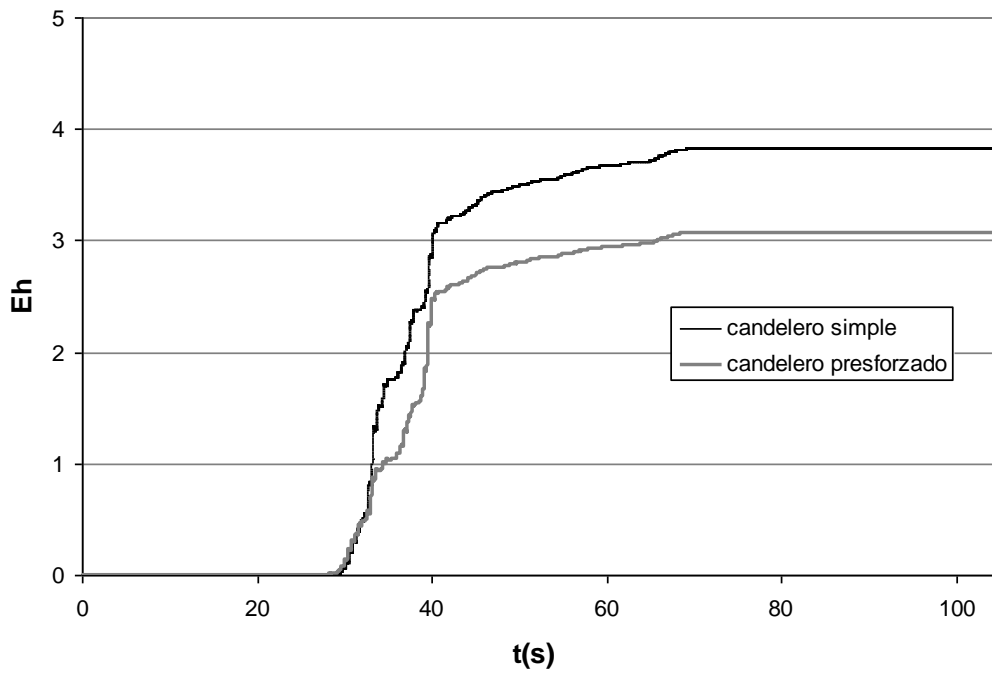


Figura 6.124. Comparación de la energía histerética (E_H) en (m^2/s^2) para el candelero simple y el presforzado

CAPITULO 7. IMPLICACIONES EN EL DISEÑO DE ACUERDO CON LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN ESTE ESTUDIO

Se evalúan algunas implicaciones para el diseño de cimentaciones tipo candelero y columnas prefabricadas de concreto reforzado, con base en los resultados experimentales y analíticos obtenidos en esta investigación, para especímenes ensayados en muro de reacción y mesa vibradora.

7.1 INTERACCIÓN CIMENTACIÓN -COLUMNA

La interacción entre la cimentación tipo candelero y la columna, para el caso de las columnas con cargas pseudo estáticas cíclicas reversibles ensayadas en muro de reacción a escala 1/2.5 y de acuerdo con lo evaluado en los ensayos, las fuerzas de fricción son poco relevantes en la respuesta de la columna; sin embargo, para la evaluación de las fuerzas internas en la cimentación es importante su consideración, debido a la sensibilidad de la distribución de las fuerzas de interacción entre la columna y la cimentación. Para el caso de acciones de tipo sísmicas no necesariamente son relevantes y sus implicaciones se explican posteriormente.

En las expresiones propuestas para el cálculo de las fuerzas en la cimentación tipo candelero, se tiene en cuenta las fuerzas de fricción que se generan en la interacción por contacto entre las superficie de la columna y el de la cimentación.

Se evalúa la demanda de las fuerzas internas en la cimentación tipo candelero, para los especímenes con cimentación tipo candelero ensayados en muro de reacción, con el momento asociado a la demanda de reglamento (M_{RDF} igual a 121 t-m), para este momento le corresponden el cortante en la base (V) de 22 t, una carga axial igual a 12 t, la relación H/D es igual a 1.7. Se indican, la fuerza en el borde superior de la cimentación (Cs/V) con línea continua oscura, la fuerza en la base de la columna en el fondo de la cimentación (Ct/V) con línea discontinua, la fuerza de reacción vertical en la base de la columna y fondo de la cimentación (R/V) con línea discontinua con símbolo de puntos y la fuerza de fricción en las paredes laterales de la cimentación (fr/V) con línea punteada, ver Figura 7.1.

Las fuerzas de internas de interacción entre la columna y la cimentación tipo candelero tienen una variabilidad que está en función de las fuerzas de fricción y estas a su vez son función del coeficiente de fricción (μ). La Figura 7.1 muestra la variación de estas fuerzas calculadas en función al coeficiente de fricción (μ), los resultados, adimensionales respecto al cortante a cara de la cimentación, muestran que las fuerzas de reacción Cs y Ct disminuyen, f_r y R aumentan, conforme el coeficiente de fricción (μ) aumenta. Para un coeficiente de fricción (μ) igual a 1, la demanda de fuerzas Cs y Ct disminuyen en un 50%, en promedio. Dado que hay incertidumbre del valor del coeficiente de fricción (μ), es relevante la variabilidad de las fuerzas de interacción entre la columna y la cimentación. Por consiguiente, emplear un valor para coeficiente de fricción (μ) igual cero, lleva a diseños del lado de la seguridad.

La Figura 7.2 muestra la variación de la fuerza Cs, adimensional respecto a la fuerza cortante V, en función al coeficiente de fricción (μ), para distintas relaciones de profundidad entre peralte (H/D). Se indican, con línea continua delgada (H/D) igual a 0.5, con línea discontinua (H/D) igual 1, con línea discontinua con símbolo de puntos (H/D) igual 1.5 y con línea continua oscura (H/D) igual a 1.7.

La demanda de la fuerza en el borde superior de la cimentación (Cs/V) se incrementa de manera relevante si la relación H/D disminuye. Por lo tanto, es conveniente emplear para el diseño relaciones H/D mayor que 1.5, que en este estudio se han verificado experimentalmente.

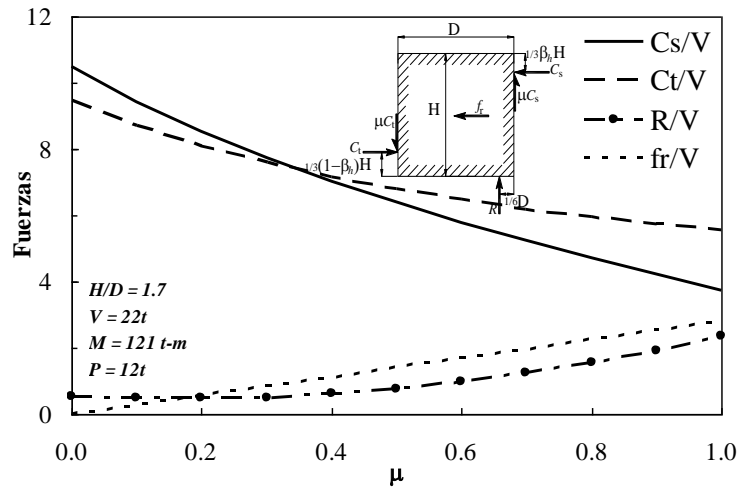


Figura 7.1. Variación de las fuerzas internas de cimentación tipo candelero, sin presfuerzo

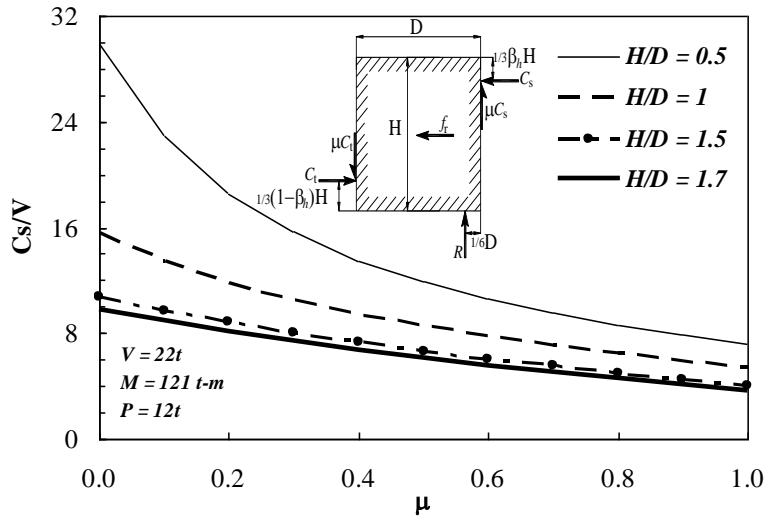


Figura 7.2. Variación de la demanda de fuerzas en el borde superior de la cimentación (C_s/V) en cimentación tipo candelero, sin presfuerzo

Se evalúa la cantidad de refuerzo en la cimentación tipo candelero, la Figura 7.3 muestra la variación del acero de refuerzo calculado para distintos valores del coeficiente de fricción, $A_s(\mu)$, respecto al acero de refuerzo calculado para un coeficiente de fricción igual a cero, $A_s(0)$, en términos del cociente $A_s(\mu)/A_s(0)$. Esta variación es relevante en términos de cantidades de refuerzo, hay una variación del orden del 60%. Si se emplea para el diseño un coeficiente de fricción (μ) igual a cero el cociente, $A_s(\mu)/A_s(0)$, es unitario, mientras que si se emplea un coeficiente de fricción igual a uno, este cociente es 0.4, lo que implica una reducción considerable de acero de refuerzo, sin embargo, en zonas con alto peligro sísmico este ahorro significaría un diseño del lado de la inseguridad como se ha mencionado. De acuerdo con la filosofía del diseño por capacidad, considerar que el coeficiente de fricción es cero aseguraría que ocurra el momento último en la columna antes de que ocurra la falla en la cimentación. Este tipo de comportamiento es deseable, para evitar daños en la cimentación que pueden ser irreparables o de difícil reparación.

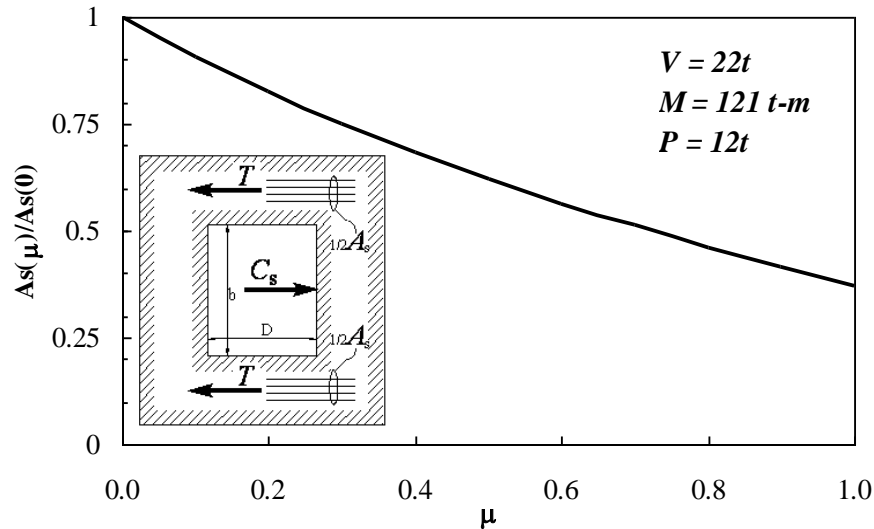


Figura 7.3. Cociente del acero de refuerzo requerido para distintos coeficientes de fricción respecto del acero de refuerzo requerido para un coeficiente de fricción igual a cero

En caso de que se utilice el sistema de presfuerzo en la cimentación tipo candelero las ecuaciones a resolver estaría dada por el sistema ecuaciones 5.12, desarrollado en el capítulo 5, el cual es una generalización de las ecuaciones para el candelero sin presfuerzo, descritas en el mismo capítulo.

Las fuerzas de reacción en el candelero con presfuerzo son aproximadamente iguales a las del candelero sin presfuerzo. Las fuerzas C_{sp} , C_{tp} y R_p son las correspondientes a la cimentación con presfuerzo, y las C_s , C_t y R a la cimentación sin presfuerzo. El presfuerzo no influye de manera relevante en las fuerzas de reacción internas, la Figura 7.4 muestra la variación del cociente de las fuerzas internas de la cimentación tipo candelero con y sin presfuerzo (C_{sp}/C_s , C_{tp}/C_t y R_p/R), el cociente de estas fuerzas son aproximadamente igual a 1, indistintamente del valor del coeficiente de fricción (μ). Sin embargo, el presfuerzo no necesariamente es favorable, el esfuerzo de compresión inicial del presfuerzo, aplicada a la cimentación, puede llevar al aplastamiento del concreto precomprimido. El esfuerzo de compresión total en la pared del candelero debido a las fuerzas de reacción y al presfuerzo se calcula aproximadamente con la ec. 5.14, descrita en el capítulo 5.

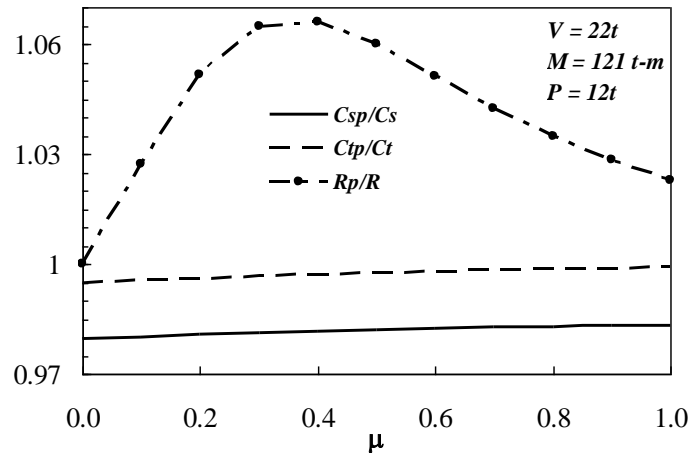


Figura 7.4. Cociente de fuerzas de reacción internas del candelero con presfuerzo y sin presfuerzo, para distintos coeficientes de fricción

En la ecuación 5.14, donde F_p es la fuerza de presfuerzo en la cimentación candelero, el esfuerzo del presfuerzo utilizado en la cimentación es aproximadamente 0.6 del esfuerzo máximo resistente del cable, este presfuerzo que comprime al concreto no es favorable en el caso de que las fuerzas actuantes compriman adicionalmente el concreto, como a continuación muestran los resultados.

El cociente del esfuerzo total en la pared del candelero (σ_{cp}) entre la resistencia a compresión del concreto (f'_c), se define con el factor (γ_{sp}). Cuando el factor γ_{sp} es igual a uno indica que el esfuerzo de compresión en el borde superior de la cimentación alcanzó la resistencia máxima especificada del concreto. Este cociente se evalúa para distintas calidades de concreto, el esfuerzo de trabajo del acero de presfuerzo empleado es 11400 kg/cm², para todos los casos analizados. A continuación se muestran tres casos de coeficiente de fricción (para μ igual a 1, 0.5, 0), en cada una se indica el comportamiento en función al momento último de la columna, M_u , igual a 196 t-m.

Las figuras 7.5, 7.6, 7.7, muestran la variación del factor de resistencia compresión, γ_{sp} , para coeficientes de fricción μ predeterminado, a distintas demandas de momento flexionante (0.5 M_u , 0.75 M_u , M_u). Con línea continua se indica la correspondiente a la demanda de momento último M_u (196t-m), con línea discontinua 0.75 M_u (147t-m) y con línea punteada 0.5 M_u (98t-m).

La evaluación del comportamiento, para un coeficiente de fricción μ igual a 1, indica que el aplastamiento del concreto ocurre para concretos con resistencia menor que 500 kg/cm², incluso con momentos actuantes menores al momento último de la columna, ver Figura 7.8.

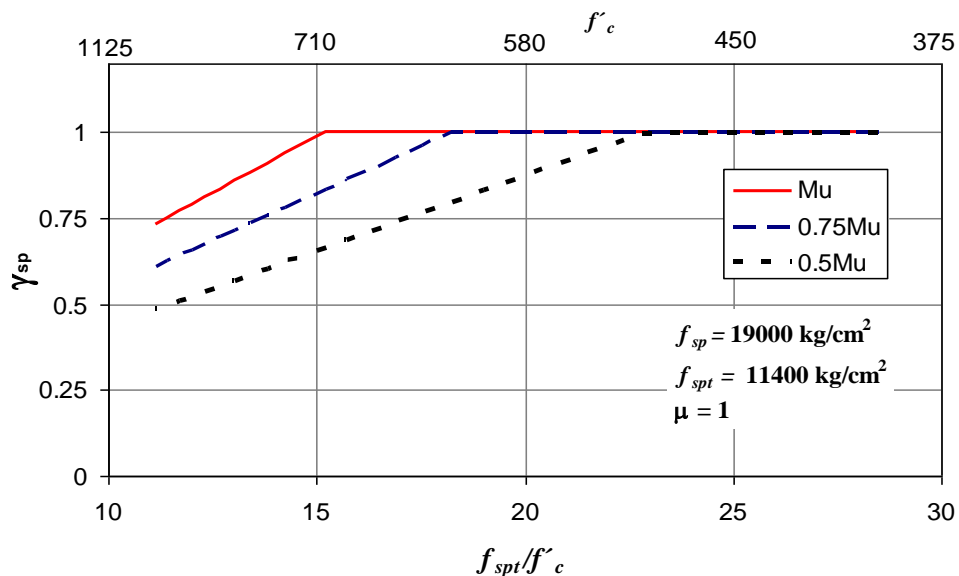


Figura 7.5. Cociente de esfuerzos γ_{sp} , del esfuerzo en el candelero y la resistencia del concreto, para un coeficiente de fricción μ igual a 1

La evaluación del comportamiento, para un coeficiente de fricción μ igual a 0.5, indica que el aplastamiento del concreto ocurre para concretos con resistencia menor que 650 kg/cm², para un momento actuante igual a 0.5 M_u (98t-m), ver Figura 7.6.

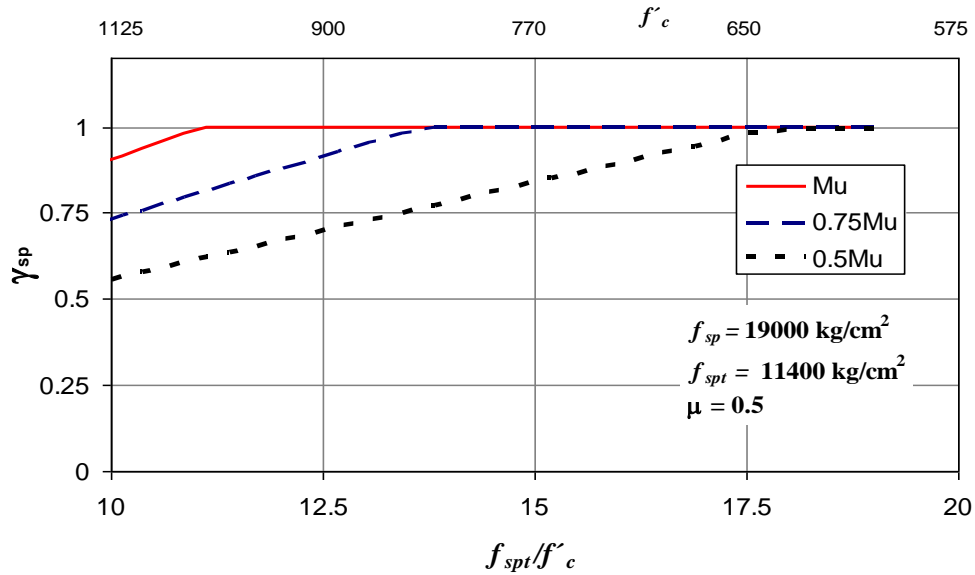


Figura 7.6. Cociente de esfuerzos γ_{sp} , del esfuerzo en el candelero y la resistencia del concreto, para un coeficiente de fricción μ igual a 0.5

Cuando el coeficiente de fricción μ es igual a 0, el concreto en las paredes del candelero con presfuerzo se aplastaría para un momento actuante mayor que 0.75Mu (147t-m), ver la Figura 7.7.

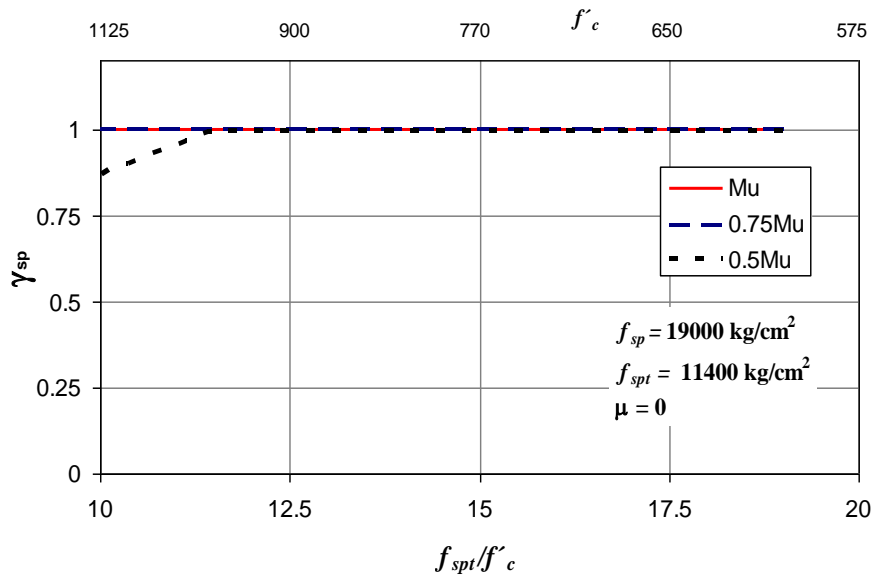


Figura 7.7. Cociente de esfuerzos γ_{sp} , del esfuerzo en el candelero y la resistencia del concreto, para un coeficiente de fricción μ igual a 0.

En esta investigación se observó en los especímenes ensayados, en el muro de reacción del laboratorio del II-UNAM, que en el borde superior de la cimentación ocurre aplastamiento del recubrimiento de concreto, lo que corrobora los resultados mostrados. Además del aplastamiento del concreto, se observaron fisuras en esquinas debido a la concentración de esfuerzos locales, comentado en el capítulo 3.

La cimentación candelero sin presfuerzo no sufrió daño significativo, a pesar que la columna llegó a tener daño importante. Se observó también que en los especímenes con cimentación candelero presforzado no sufrieron daño significativo, del mismo modo que los especímenes sin presfuerzo. A pesar que la columna llegó a tener daño importante y alcanzaron una resistencia cercana al de colapso, en todos los casos estudiados; sin embargo, no hubo una diferencia notable entre los daños observados en ambos tipos de cimentación. Lo que significa que la cimentación sin presfuerzo de estos especímenes tuvo un comportamiento satisfactorio.

De acuerdo con los resultados obtenidos, experimentales y analíticos, la cimentación tipo candelero sin presfuerzo tiene un comportamiento similar a la de la cimentación con presfuerzo. El presfuerzo en la cimentación no influye en la respuesta de carga y desplazamiento de la columna ni en el comportamiento de la cimentación.

Con base en los modelos descritos en el capítulo 5, se estudió la variación de las fuerzas de interacción columna-cimentación en el borde superior de la cimentación, C_s , en función a la deformación del concreto en la zona afectada y de el coeficiente de fricción, μ . El análisis de la cimentación tipo candelero, para el espécimen a escala 1/5 de la mesa vibradora, muestran que se desarrolla la capacidad resistente a compresión para un coeficiente de fricción, μ , igual a 0, indicado con línea oscura continua. Mientras que si el coeficiente de fricción es igual a 1, indicado con línea discontinua, sólo se desarrolla un 25% de la resistencia a compresión de concreto, ver Figura 7.8. Estos resultados reafirman que para el diseño en zonas sísmicas es conveniente considerar un coeficiente de fricción igual a 0.

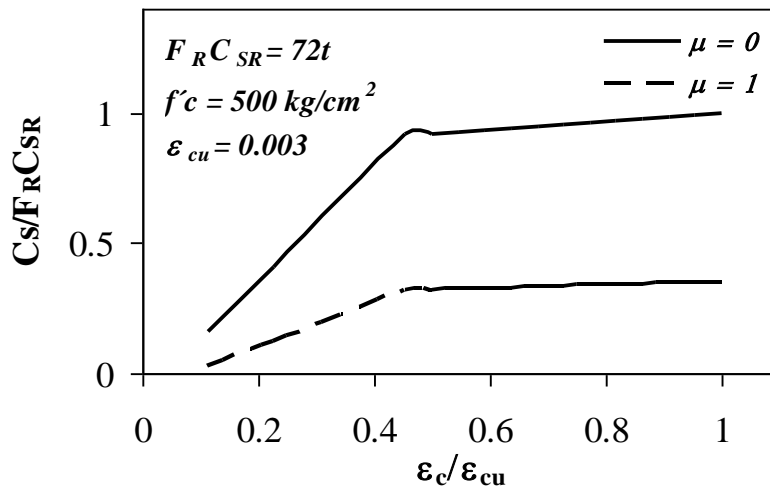


Figura 7.8. Resistencia del borde superior de cimentación tipo candelero en función a la deformación del concreto y el coeficiente de fricción

Con base en los modelos experimentales y teóricos, para el estado de deformación última del concreto, la ubicación de la fuerza resultante en el borde superior, C_s , de la cimentación se puede calcular con la siguiente expresión.

$$y_{cs} = \alpha_2 H \quad (7.1)$$

Donde el coeficiente α_2 se calcula con la expresión siguiente.

$$\alpha_2 = \frac{1}{2} \frac{(1 - (\frac{\epsilon_o}{\epsilon_{cu}}))^2 + (\frac{\epsilon_o}{\epsilon_{cu}})(1 - \frac{2}{3}(\frac{\epsilon_o}{\epsilon_{cu}}))}{1 - \frac{1}{2}(\frac{\epsilon_o}{\epsilon_{cu}})} \beta_h \quad (7.1.1)$$

La Figura 7.9 muestra la variación de la profundidad del bloque de compresión en el borde superior de la cimentación tipo candelero, β_h , con línea oscura continua se indica el caso para un coeficiente de fricción igual a 0 y con línea discontinua para un coeficiente igual a 1. La profundidad del bloque tiende a ser constante a medida que se desarrolla la deformación última del concreto, y en caso de que el coeficiente de fricción, μ , es igual a 0, este valor tiende a ser aproximadamente igual a 0.5.

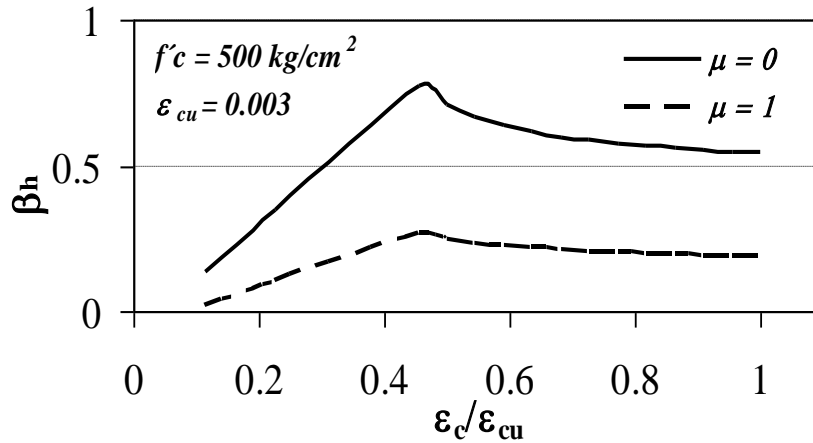


Figura 7.9. Profundidad del bloque de compresión del borde superior de cimentación tipo candelero en función a la deformación del concreto y el coeficiente de fricción

El coeficiente α_2 varía en función a la resistencia a compresión del concreto y en promedio es un valor aproximadamente igual a 0.2, ver Tabla 7.1. Lo que lleva a determinar la ubicación aproximada de la resultante de la fuerza de compresión en el borde superior del candelero, esto es útil para calcular las fuerzas de internas de interacción columna-cimentación, al emplear las expresiones indicadas en capítulos anteriores, para el diseño de cimentación tipo candelero.

Tabla 7.1. Variación del coeficiente de profundidad de la resultante C_s

f'_c	ϵ_c/ϵ_{cu}	α_2
250	0.32	0.21
300	0.35	0.21
350	0.38	0.21
400	0.40	0.20
450	0.43	0.20
500	0.45	0.20

7.2 CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN DE COLUMNAS

La capacidad de deformación de las columnas de los especímenes ensayados fue alta debido en gran medida a la cantidad de refuerzo de confinamiento proveído a la columna, la cuantía del refuerzo transversal de la sección de columna fue 0.01, que es menor que lo recomendado por la NTCC-RCDF (2004) (0.012), pero mayor al recomendado por CALTRANS (2004) (0.007) para los cuatros especímenes ensayados en muro de reacción. La cuantía de refuerzo transversal (ρ_s) de la columna, para el modelo de la mesa vibradora, fue evaluado dividiendo el volumen del refuerzo transversal

(208cm³) entre el volumen de concreto confinado (245663cm³), el refuerzo transversal (3/16") tiene un espaciamiento s igual a 6cm; el volumen de concreto se calculó como el área encerrada de concreto debido al refuerzo transversal por el espaciamiento entre estribos (s). La recomendación dada por el CALTRANS (1993) y la *Standards Association of New Zealand* (1995) para el espaciamiento de estribos en columnas, esta dada en función a la esbeltez (s/d_b) menor que 6, este resultado es igual al que se obtendría con la ec. 7.2 para una relación de f_u/f_y igual a 1.5. En esta investigación la relación s/d_b es igual a 4.7, en prototipo y espécimen, este valor podemos considerarlo aceptable para el su empleo en columna de puentes.

$$\frac{s}{d_b} \leq \left[3 + 6 \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \right] \quad (7.2)$$

La cuantía mínima para el refuerzo transversal especificado por la NTCC del RNCDF (2004), son iguales a las recomendaciones para la cuantía mínima del refuerzo transversal dados por el ACI318-11 y la AASHTO (2002), para secciones circulares, e igual a 0.012, como ya se comentó. Sin embargo, los requerimientos para secciones circulares del refuerzo de confinamiento dado por el CALTRANS (2004) en sus especificaciones para diseño de puentes que son similares a los requeridos por el código neocelandés NZS 3101, ec.7.3, de donde se obtiene una cuantía mínima de 0.007. Este requisito de la cuantía de confinamiento se especifica para la región potencial de formación de rotula plástica e incluyen, a diferencia del ACI318-11 y ASSHTO (2004), la influencia de la carga axial.

$$\rho_s \geq \begin{cases} 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yh}} \left(0.5 + 1.25 \frac{P_e}{\phi f_c' A_g} \right) \\ 0.12 \frac{f_c'}{f_{yh}} \left(0.5 + 1.25 \frac{P_e}{\phi f_c' A_g} \right) \end{cases} \quad (7.3)$$

La capacidad de deformación que se le suministraron a estas columnas mediante el refuerzo transversal es relevante debido a que la columna resiste las cargas cíclicas sin presentar falla frágil, el tipo de falla que se observó en la columna fue por flexión lo que es deseable en este tipo de estructuras.

En los ensayos realizados en muro de reacción se han obtenido distorsiones previas al colapso del orden de 0.06, en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por sismo para el Distrito Federal, NTCS-DF (2004), se indica una distorsión para diseño igual a 0.012 para estructuras de edificaciones, para puentes en la ciudad de México no existen especificaciones de diseño; por consiguiente, el valor de distorsión indicado por la NTCS-DF(2004) no es adecuado para su empleo en estructuras de puentes.

Para fines comparativos con los resultados dados por Priestley et al. (1987), se evaluó la relación entre la cuantía de la columna y la cuantía mínima especificada por el código NZS3101 (ρ_s/ρ_s código) el cual fue igual a 1.43 y con la relación M/VD igual a 9.3 se calculó la capacidad de ductilidad de la columna, a esta relación le corresponde una capacidad de ductilidad de desplazamiento del orden de 6.5. La Figura 7.10 muestra la relación entre estos parámetros y la capacidad de ductilidad.

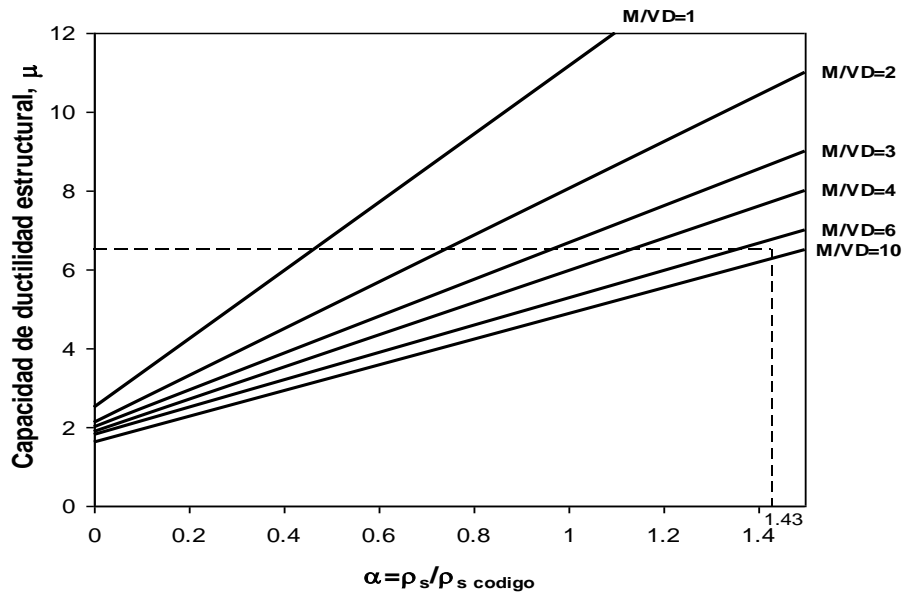


Figura 7.10. Capacidad de ductilidad estructural, relacionando con la cuantía de refuerzo transversal y la relación M/VD (figura extraída de Priestley y Park, 1987)

La Tabla 7.2 muestra la capacidad de resistencia y deformación de las columnas ensayadas en muro de reacción, la última columna de la tabla muestra la ductilidad de desplazamiento de cada columna, la ductilidad de las columnas varían en el orden de 4 a 6, la mayor ductilidad se desarrollo en el espécimen 2-A, que corresponde a un espécimen con cimentación tipo candelero sin presfuerzo. En los ensayos realizados, se llevaron a los especímenes al colapso, sin embargo las historias de carga fueron distintas, por lo tanto, la capacidad de deformación de las columnas es función de la historia de carga y desplazamiento aplicada en los especímenes.

Tabla 7.2. Resistencia y capacidad de deformación de columnas ensayadas

<i>Especímen</i>	K_e (t/m)	Δ_{RDF} (mm)	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)	V_{RDF} (t)	V_y (t)	V_u (t)	μ_Δ
1-A	0.99	21.8	28.0	105.9	21.6	27.7	33.3	3.8
1-B	1.33	16.3	21.0	109.2	21.6	27.7	30.3	5.2
2-A	1.59	13.6	17.5	105.1	21.6	27.7	30.7	6.0
2-B	1.18	18.3	23.6	98.6	21.6	27.7	29.0	4.2

7.3 COMPORTAMIENTO DINÁMICO

En esta investigación se calcularon las fracciones del amortiguamiento crítico para la respuesta elástica de un espécimen a escala 1/5 en mesa vibradora, la fracción del amortiguamiento crítico del amortiguamiento asociado al primer modo de vibración fue 1.8% y para el segundo modo 3.7%, estos valores de amortiguamiento se utilizó para el análisis dinámico no-lineal y son relevantes para calcular la respuesta de desplazamiento. El valor típico para una fracción del amortiguamiento crítico de 5% lleva a resultados que subestiman el desplazamiento real de la estructura.

Con base en los modelos empleados para el análisis dinámico no lineal, descritos en el capítulo 6, se evalúa la respuesta de las fuerzas en el candelero ante sollicitaciones dinámicas de tipo sísmicas. La Figura 7.11 muestra los resultados de historia en el tiempo para las fuerzas de interacción entre la cimentación y la columna, para un coeficiente de fricción μ igual a 0. Se indica con línea continua delgada, C_s/V , con línea continua gruesa, R/V y con línea discontinua, C_t/V . Los valores de C_s/V y C_t/V son similares en todo el intervalo de tiempo mostrado y la amplitud máxima calculada es del orden de 10 veces el cortante actuante (V) a cara de la cimentación. La fuerza de reacción vertical R es constante y es del orden de 2 veces el cortante actuante (V).

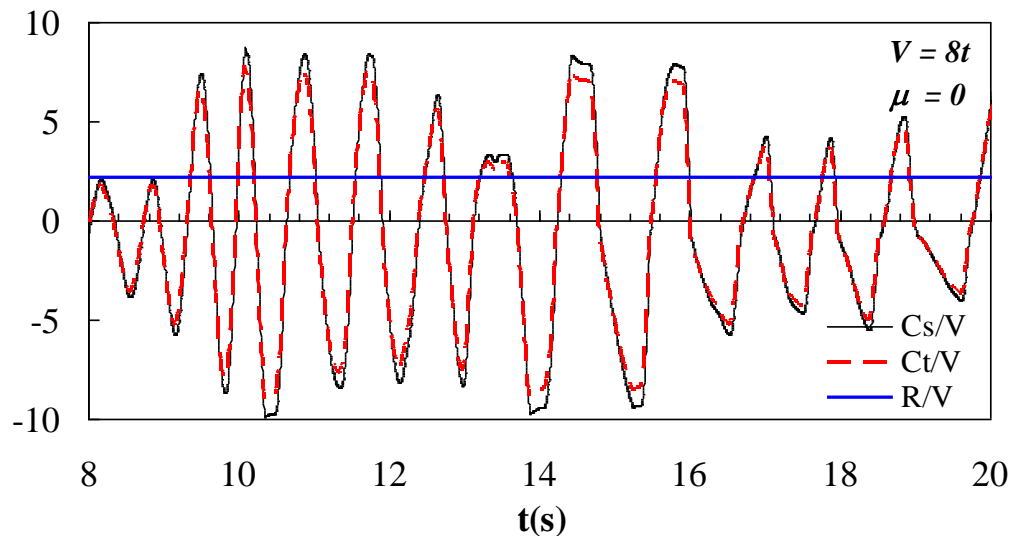


Figura 7.11. Respuesta en el tiempo fuerzas de interacción cimentación-columna, $\mu = 0$

La Figura 7.12 muestra de forma similar que el caso anterior, las fuerzas de interacción cimentación-columna, para un coeficiente de fricción igual a 1, estas fuerzas son menores a las del caso anterior, C_s/V y C_t/V son del mismo orden magnitud y la amplitud máxima calculada para este caso es del orden de 5 veces el cortante actuante (V), la fuerza de reacción vertical, R/V , varía entre 2 y 4 veces la fuerza cortante, V .

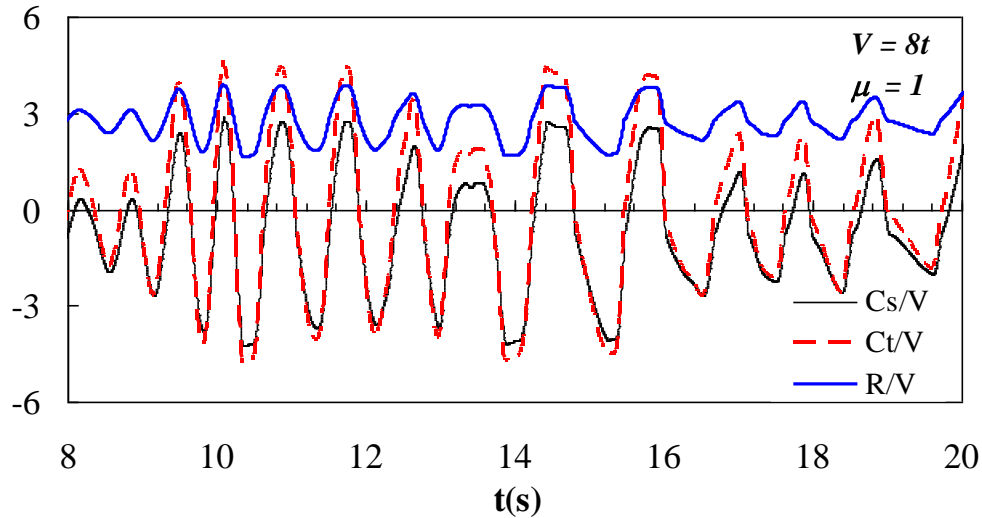


Figura 7.12. Respuesta en el tiempo fuerzas de interacción cimentación-columna, $\mu = 1$

De los casos analizados, se observa que las fuerzas de interacción varían drásticamente en función al valor del coeficiente de fricción, μ , sin embargo suponer que dicho coeficiente es igual a 0 puede llevarnos al lado seguro desde el punto de vista del diseño.

Para evaluar la inelasticidad de la estructura se evaluó el factor de reducción R_M , el que se evalúa como el máximo momento flexionante elástico dividido entre el máximo momento flexionante inelástico. Estos momentos fueron calculados con el modelo teórico con cimentación semi-rígida. El máximo momento flexionante inelástico calculado fue 22.4t-m, el máximo momento elástico obtenido del análisis elástico lineal fue de 59.5t-m. El factor de reducción R_M , obtenido con base en la ec.7.4, fue 2.7, este valor nos indica el grado de inelasticidad del modelo, basado en la resistencia a flexión.

$$R_M = \frac{M_{\text{máx elástico}}}{M_{\text{máx inelástico}}} \quad (7.4)$$

Se calculó un espectro de respuesta elástico de aceleración para el registro utilizado, con un amortiguamiento de 1.8%, con la finalidad de comparar los coeficientes: cortante entre peso (V/W) y aceleración espectral del primer modo entre factor de reducción (S_{a1}/R_M).

El cociente entre el cortante inelástico máximo obtenido experimentalmente y el peso del espécimen (V/W), fue 0.51. La aceleración espectral elástica para el primer modo (S_{a1}), y para un periodo de 0.65s es 1.28g, ver Figura 7.13.

El cociente de dividir la aceleración espectral del primer modo entre factor de reducción (S_{a1}/R_M), fue igual a 0.48. Los coeficientes (V/W) y (S_{a1}/R_M) indican valores similares, que para propósitos prácticos pueden considerarse iguales.

El valor calculado de (V/W) para el espécimen ensayado en mesa vibradora fue mayor que el coeficiente sísmico de diseño establecido por reglamento (0.24), debido a que la resistencia que se suministró al prototipo fue mayor que la requerida por resistencia.

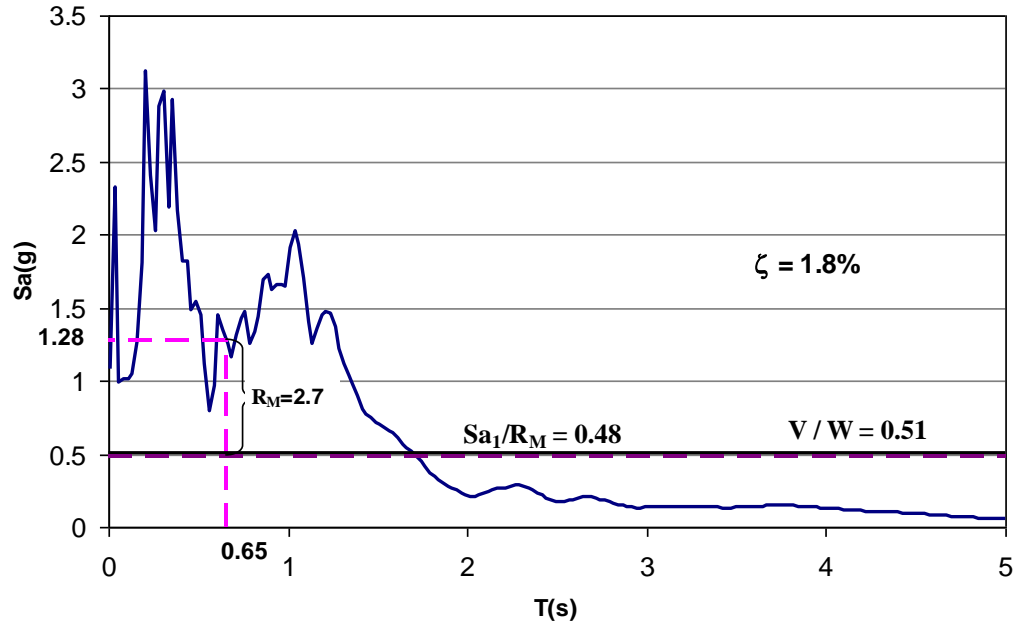


Figura 7.13 Espectro de aceleración del registro utilizado y el factor de reducción R_M

La energía histerética del modelo con cimentación candelero simple (sin presforzado) es mayor que la energía de los modelos con cimentación empotrada y el candelero con presfuerzo, según se muestra en la Figura 7.14, lo cual significa que el daño en la columna con cimentación tipo candelero simple sería mayor que el que tendría los otros dos modelos, el de cimentación con presforzado y el monolítico.

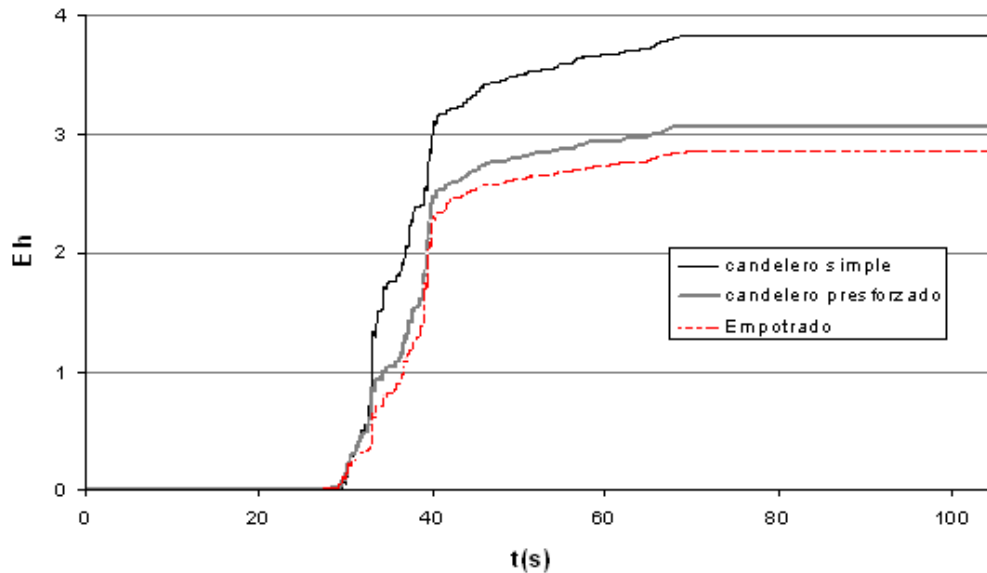


Figura 7.14. Comparación de la energía histerética (EH) en (m^2/s^2) para el modelo empotrado, el candelero simple y el presforzado

Otra implicancia que es importante indicar es el comportamiento de los puentes en el sentido longitudinal, donde como se sabe, el desplazamiento que se producen en las columnas es función directa de la rigidez de éstas, que involucra la altura, sección y tipo de material. En el caso de las vías elevadas que tienen una superestructura con apoyos fijos y móviles como es el caso que se muestra en el capítulo 2, es importante indicar que los desplazamientos excesivos en las columnas generarían choques entre los cuerpos de los tableros de puente, como más adelante se mostrará, ésta situación se agrava si se toma en cuenta que el desplazamiento de las columnas se ve incrementada por el tipo de cimentación que no representa un apoyo perfectamente empotrado, como se suele suponer en la práctica.

Para el prototipo de columna en estudio, ubicada en la zona sísmica de suelo de transición de la ciudad de México, se considera una altura de 14m, el peso que sostiene es del orden de 500t, el periodo de esta columna con su respectiva masa tributaria de tablero es del orden de 1.25s, si la columna que se encuentre a continuación tuviera un periodo de vibración diferente, debido a una pequeña variación de la altura de la columna o una variación de la masa que cambie el periodo en 10% respecto a la anterior columna ($T+\Delta T$ igual a 1.4s), Figura 7.15, se produciría choque entre los tableros de estas columnas.

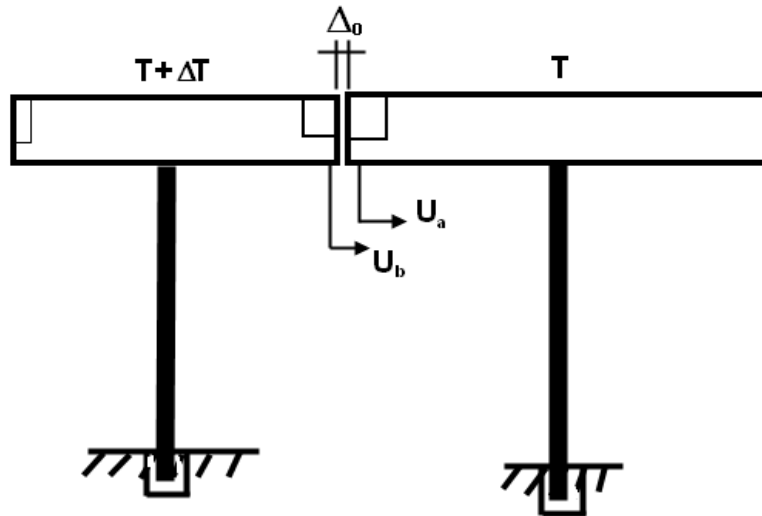


Figura 7.15. Modelo de columna con cimentación candelero

Se realizó un análisis dinámico tiempo historia con las condiciones mencionadas, se empleó el registros del sismo de México del 1985, registrado en la estación Viveros. Para estas columnas se empleó un amortiguamiento de 2% típico en este tipo de estructuras.

El desplazamiento relativo en el tiempo (Δ_x) fue definido como la diferencia de los desplazamientos de cada cuerpo de columna (U_b , U_a), la separación inicial entre ellos (Δ_0) es 3cm, dado por el ancho de la junta de construcción, usualmente empleado en la práctica.

La Figura 7.16 muestra una comparación en el tiempo del desplazamiento relativo del tablero de puente, indicado con línea continua, y la junta de separación inicial, indicado con línea discontinua, se puede observar que los cuerpos impactan a los 69s, los desplazamiento relativo son del orden de los 5cm.

Es relevante tener en consideración que si este problema ocurre con modelos donde se suponen empotradas las columnas, agravándose más este hecho por las características desfavorables que presenta el candelero, se sabe que el sistema de cimentación con candeleros no proporciona un empotramiento perfecto de la columna y por lo contrario se generan deformaciones más importantes a nivel de la base de la columna y la cimentación, provocando desplazamientos mayores a nivel del tablero.

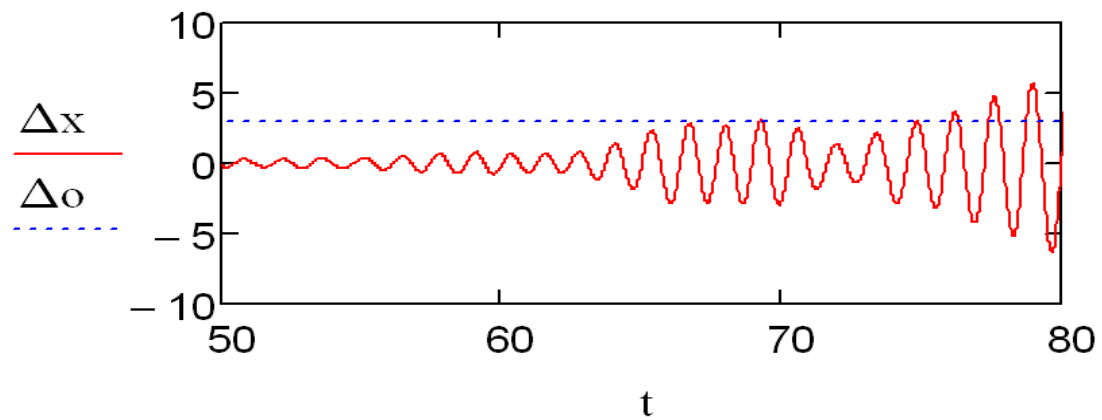
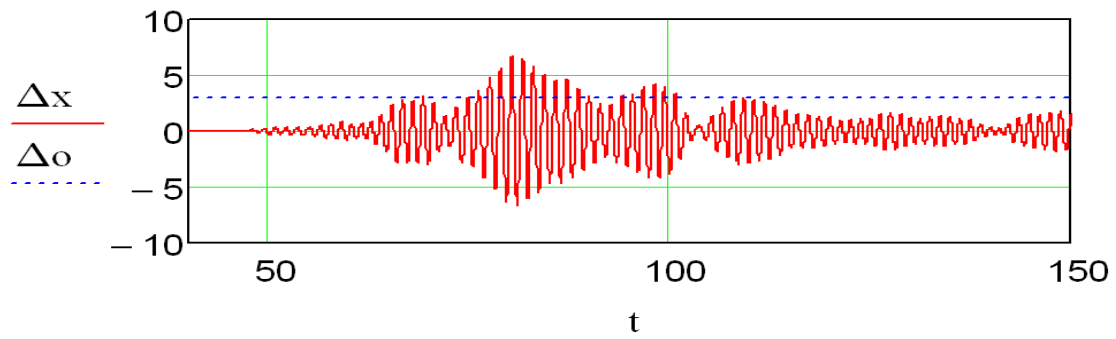


Figura 7.16. (a) Respuesta en el tiempo del desplazamiento relativo entre tablero de puentes y la junta de separación. (b) Acercamiento en el tiempo de primer impacto

CAPITULO 8. RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIÓN PREFABRICADA TIPO CANDELERO

Con base en los resultados encontrados en esta investigación se propone que para el diseño de una cimentación candelero se sigan las recomendaciones siguientes.

La profundidad de la longitud embebida en la cimentación candelero (H) debe ser al menos 1.5 veces el peralte (D).

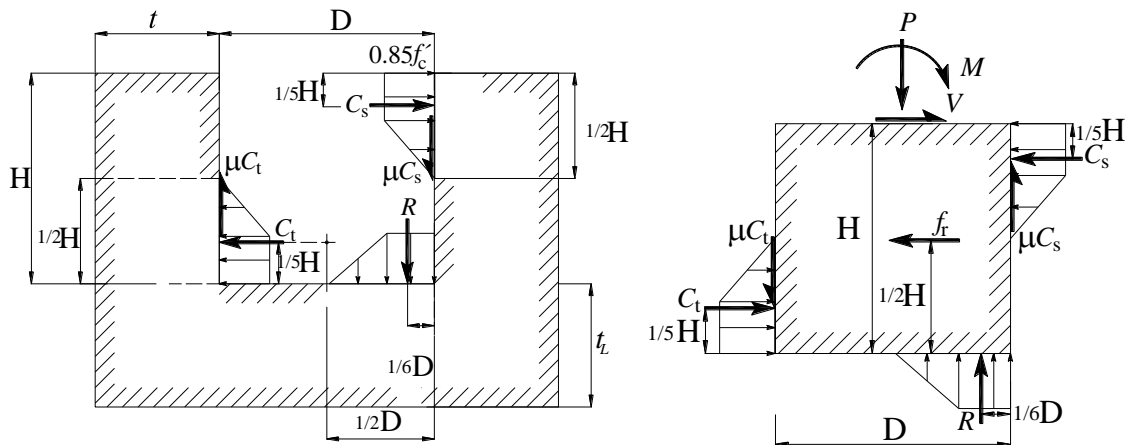


Figura 8.1. Fuerzas internas en cimentación tipo candelero

En zonas sísmicas se recomienda emplear un coeficiente de fricción igual a cero, ignorar la carga axial en caso de que esta sea favorable y considerar para los factores α_1 , α_2 y α_3 , definidos en el capítulo 5, los siguientes valores 1/6, 1/5 y 1/5, respectivamente. Las ecuaciones generales 2.7 a 2.9 se transforman en las ecuaciones siguientes.

$$C_{sd} = \frac{4}{3}V + \frac{5}{3}\left(\frac{M}{H}\right) \quad (8.1)$$

La Figura 8.2 muestra la comparación de la expresión general del capítulo 5, indicado con línea continua oscura y con símbolo de puntos, y la que se recomienda emplear para el diseño, indicado con línea discontinua, ec. 8.1. El máximo valor que se obtiene con la fórmula general es cuando se emplea un coeficiente de fricción igual a cero, indicado en línea punteada, la expresión 8.1 es ligeramente mayor, porque se realizaron simplificaciones a la fórmula general del capítulo 5, tal como ignorar la carga axial y suponer que el coeficiente de fricción es igual a cero. La comparación se muestra para distintos valores del coeficiente de fricción.

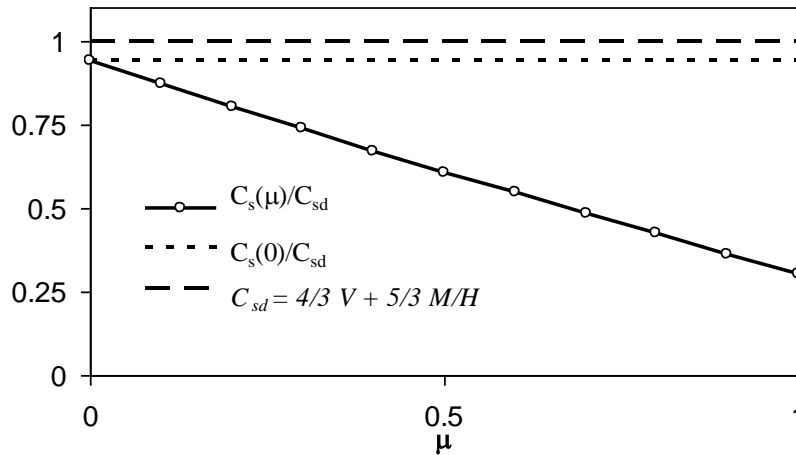


Figura 8.2. Variación de la demanda de la fuerza interna, Cs, en cimentación tipo candelero

La reacción en el fondo de la cimentación tipo candelero, extremo inferior de la columna, es más crítico cuando se ignora la carga axial y la fuerzas de fricción es máxima. Se recomienda emplear la siguiente expresión para obtener la máxima fuerza Ct.

$$C_{td} = \frac{1}{3}V + \frac{5}{3}\left(\frac{M}{H}\right) \quad (8.2)$$

Con la finalidad de restringir la demanda de la fuerza en la base de la columna, Ct, la máxima relación de (H/D) se recomienda no sea mayor que 3. Sin embargo, para el diseño se recomienda emplear una demanda de fuerza Ct, mayor o igual que la siguiente expresión.

$$C_t \geq \frac{3}{8}\left(\frac{M}{D}\right) + \frac{1}{10}\left(\frac{H}{b}\right)P \quad (8.2.1)$$

La Figura 8.3 muestra la comparación de la expresión dada por la ec.8.2 para diseño, indicada con línea discontinua, respecto de la expresión general en función a distintos valores del coeficiente de fricción, indicada con línea continua y símbolo de puntos, y del caso crítico para un coeficiente de fricción igual uno, indicado con línea punteada. Se puede observar en esta figura que la expresión recomendada para el diseño da un valor mayor que el obtenido con la expresión general.

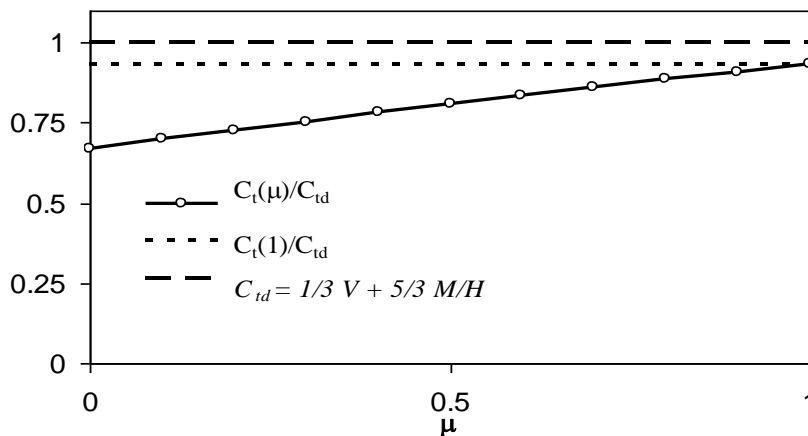


Figura 8.3. Variación de la demanda de la fuerza interna, Cs, en cimentación tipo candelero

La condición más crítica para la reacción vertical R ocurre cuando la fricción es igual a 1, se recomienda emplear la siguiente expresión.

$$R_d = P \left[1 + \frac{1}{5} \left(\frac{H}{b} \right) \right] + \frac{1}{5} \left(\frac{H}{D} \right) \left(\frac{M}{b} \right) \quad (8.3)$$

La Figura 8.4 muestra la comparación de la expresión dada por la ec.8.3 para diseño, indicada con línea discontinua, respecto de la expresión general en función a distintos valores del coeficiente de fricción, indicada con línea continua y símbolo de puntos, y del caso crítico para un coeficiente de fricción igual uno, indicado con línea punteada. Se puede observar en esta figura que la expresión recomendada para el diseño da un valor mayor que el obtenido con la expresión general.

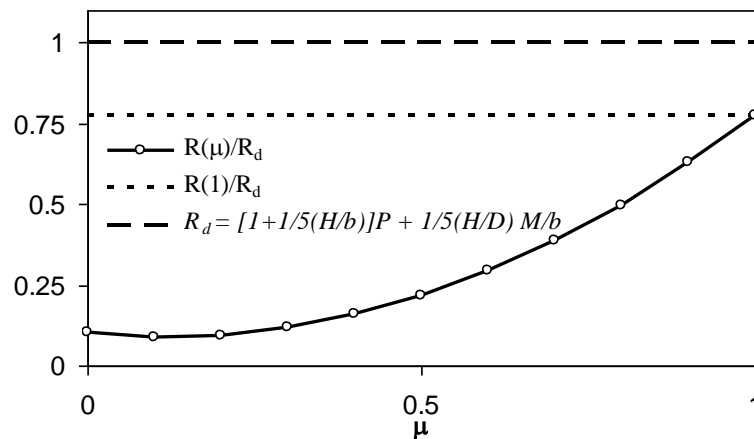


Figura 8.4. Variación de la demanda de la fuerza interna, Cs, en cimentación tipo candelero

El momento M es el obtenido a partir de la resistencia de la sección de la columna, para una carga axial P determinada. En todos los casos el cortante V se calcula en función a la capacidad última por flexión de la columna

La resistencia a compresión CR_s , definido en el capítulo 6, que se debe proveer a la zona afectada por la de las fuerzas internas se recomienda emplear la siguiente expresión. Considerar para F_R igual a 0.7.

$$CR_s = F_R \frac{1}{2} Hb(0.85f'_c) \left\{ 1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\epsilon_o}{\epsilon_{cu}} \right) \right\} \quad (8.4)$$

Donde:

$\epsilon_o = \frac{0.85f'_c}{Ec}$, es el límite de la deformación elástica del concreto.

El valor para la deformación última del concreto (ϵ_{cu}) sin confinar se considera igual a 0.003. Para la resistencia a tracción del acero de refuerzo en la zona superior e inferior de la cimentación candelero se obtendrán de las siguientes ecuaciones. Considera para F_R igual a 0.9.

$$A_s = \frac{Cs}{FR f_y} \quad (8.5)$$

$$As_t = \frac{Ct}{FR f_y} \quad (8.6)$$

Para realizar el detallado del refuerzo en la cimentación tipo candelero se recomienda emplear un procedimiento del tipo puntal y tirante, que a continuación se desarrolla como ejemplo práctico de diseño.

Se realiza una aplicación práctica para el diseño de cimentación tipo candelero para la columna de un puente prefabricado de concreto reforzado, en zona sísmica, donde se conoce las dimensiones, el armado y la carga axial en la columna, ver Figura 8.5, la resistencia especificada del concreto, f'_c , es igual a 400 kg/cm^2 , la resistencia de fluencia del acero, f_y , es 4200 kg/cm^2 .

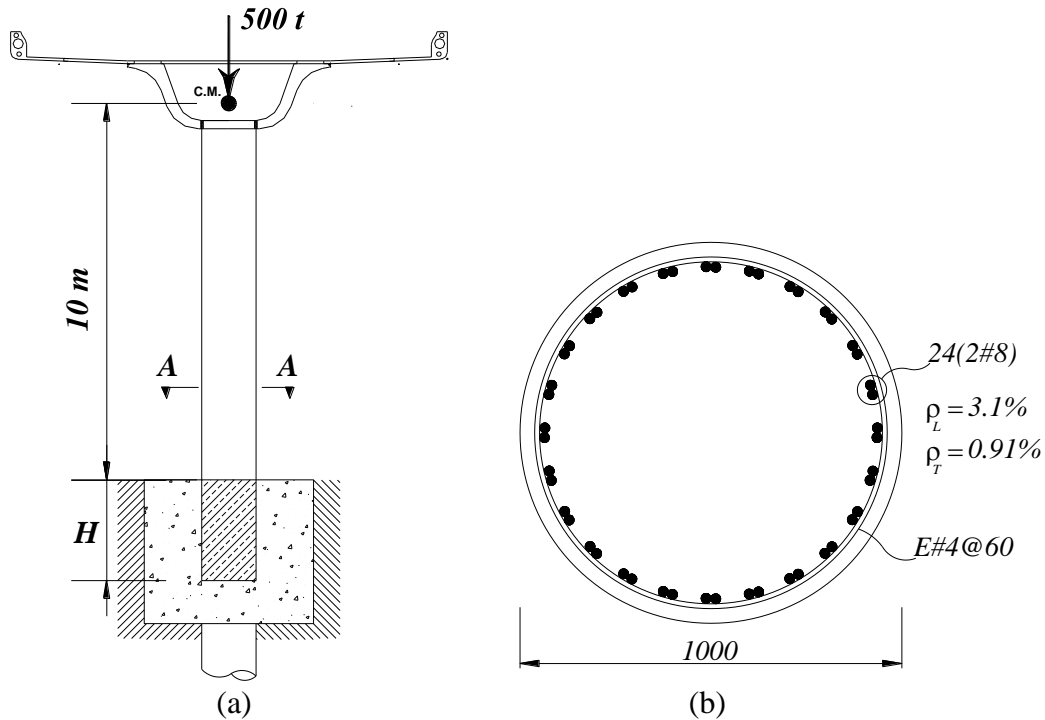


Figura 8.5. Puente prefabricado de concreto reforzado con cimentación tipo candelero (a) elevación en la dirección transversal del puente (b) Armado y dimensiones de la sección A-A de la columna (cota en mm)

La Figura 8.6 muestra el diagrama de interacción de la carga axial-momento flexionante para la sección de la columna, este diagrama se calcula considerando que la resistencia del acero de refuerzos es 1.25 veces la resistencia de fluencia especificada y con un factor de reducción de la resistencia igual a 1. Para la carga axial de 500t se obtiene una resistencia por flexión igual a 520t-m. Para la columna de puente en voladizo se calcula el cortante en la base de dicha columna, dado que la altura del puente es igual a 10m, el cortante en la base de la columna asociado a este momento resistente es igual a 52t. La Figura 8.7 muestra un esquema de las cargas de demanda por capacidad de la columna.

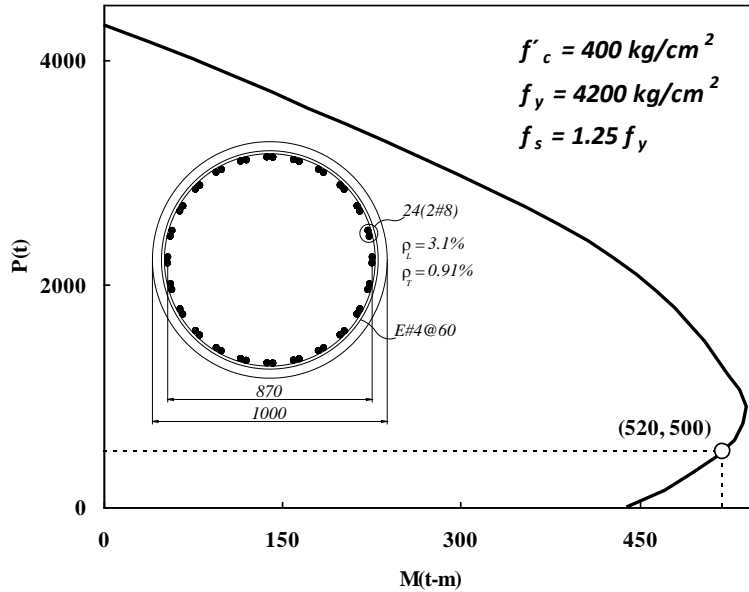


Figura 8.6. Diagrama de interacción de carga axial - momento flexionante para la sección de la columna de puente prefabricado

La profundidad de la cimentación será igual a 1.5 veces el peralte de la columna, si consideramos un tramo de sección cuadrada de la columna que es la que se introduce en la cimentación tipo candeler, este tramo de sección cuadrada es conocido en la práctica como “dado” de la columna. La profundidad H del candeler es igual a 1.5m, se debe tener en cuenta una holgura para que se pueda introducir la columna en la cimentación, para este caso consideramos una holgura de 75mm, y la dimensión del dado de la columna de 1050mm,

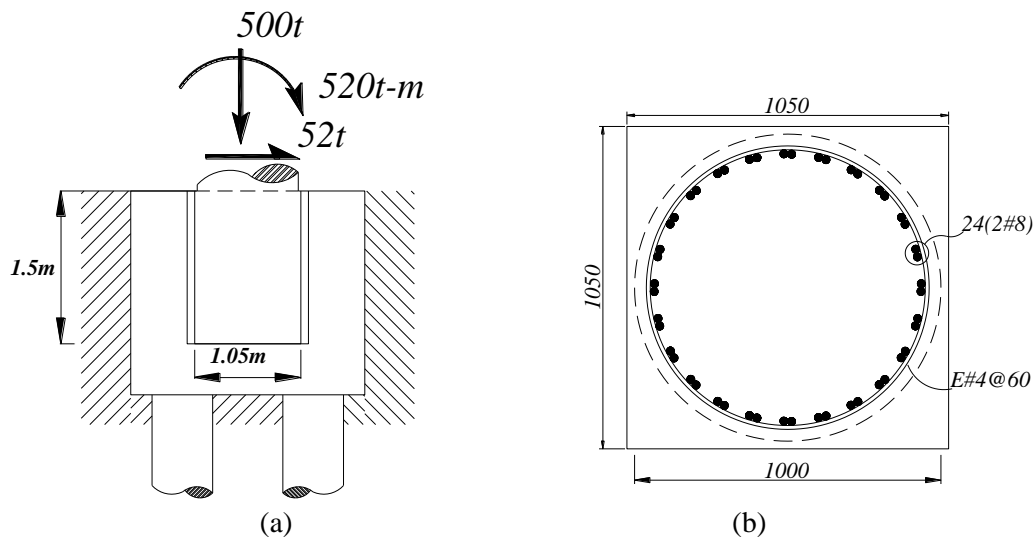


Figura 8.7. Dimensiones globales de la cimentación tipo candeler (a) Demanda de fuerzas de diseño por capacidad a cara de la cimentación (cotas en m) b) Sección de columna tipo “dado” (cotas en mm)

Cálculo de la fuerza de compresión en el borde superior de la cimentación, ec. 8.1

$$C_{sd} = \frac{4}{3}(52t) + \frac{5}{3}\left(\frac{520t-m}{1.5m}\right) = 647t$$

Cálculo de la fuerza de compresión en la base de la columna y fondo de cimentación, ec. 8.2

$$C_{cd} = \frac{1}{3}(52t) + \frac{5}{3}\left(\frac{520t-m}{1.5m}\right) \geq \frac{3}{8}\left(\frac{520t-m}{1.5m}\right) + \frac{1}{10}\left(\frac{1.5m}{1.05m}\right)500t$$

Se debe revisar que la fuerza, Ctd, sea mayor que lo indicado en la ec. 8.2.1

$$C_{cd} = 595t \geq 201t$$

Cálculo de la fuerza de reacción vertical en el fondo de la cimentación, ec. 8.3.

$$R_d = 500t \left[1 + \frac{1}{5}\left(\frac{1.5m}{1.05m}\right) \right] + \frac{1}{5}\left(\frac{1.5m}{1.05m}\right)\left(\frac{520t-m}{1.05m}\right) = 784t$$

Algunos modelos de puntal y tirante que pueden ser empleados para el diseño del refuerzo en el candelero son mostrados a continuación. Los modelos de puntal y tirante que se empleen deben satisfacer algunos requisitos fundamentales, que a continuación se indican.

El requisito fundamental es que el modelo debe estar en equilibrio con las cargas aplicadas. El cálculo de las reacciones y las fuerzas en el modelo de puntal y tirante es estático, por lo tanto produce un campo de fuerzas estáticamente admisibles.

La resistencia de los puntales, tirantes y nudos deben ser mayor o igual que las fuerzas actuantes en dichos elementos.

En una primera etapa del diseño puede ser suficiente considerar sólo los ejes de los puntales y tirantes. Sin embargo, al diseñar es necesario considerar los anchos de puntales, tirantes, nudos y regiones de apoyo.

Los puntales no se deben cruzar ni superponer, los anchos de los puntales se deben elegir de manera que soporten las fuerzas empleando la resistencia efectiva del concreto en los puntales. Si los puntales se superpusieran, las zonas superpuestas de los puntales resultarían sobrecargadas.

Los tirantes pueden cruzar otros tirantes u otros puntales

El menor ángulo comprendido entre un puntal y tirante unidos en un nodo se ha fijado en 25°, de acuerdo con la sección A.2.5 del apéndice A del ACI318-05.

Los modelos de puntal y tirante satisfacen una solución de límite inferior de la teoría de plasticidad, por lo que subestiman la carga de falla real siempre que el modelo sea estáticamente admisible y seguro. Para lo cual se debe proveer a la estructura de suficiente capacidad de deformación para que sea posible una redistribución de las fuerzas internas.

La Figura 8.8 muestra dos modelos de puntal y tirante donde se establece el flujo de la fuerza para dos configuraciones de la fuerza de reacción que actúa en el borde superior de la cimentación tipo candelero, estas configuraciones del flujo de la fuerza son congruentes con la formación de las grietas observadas en las pruebas realizadas en laboratorio, para esta investigación.

La Figura 8.9 muestra un modelo de puntal y tirante donde se incluye parte de las pilas conectadas a la cimentación tipo candelero, se debe diseñar las pilas por capacidad, es decir considerando las cargas P, M, V para las que se diseña la cimentación tipo candelero, calculada anteriormente.

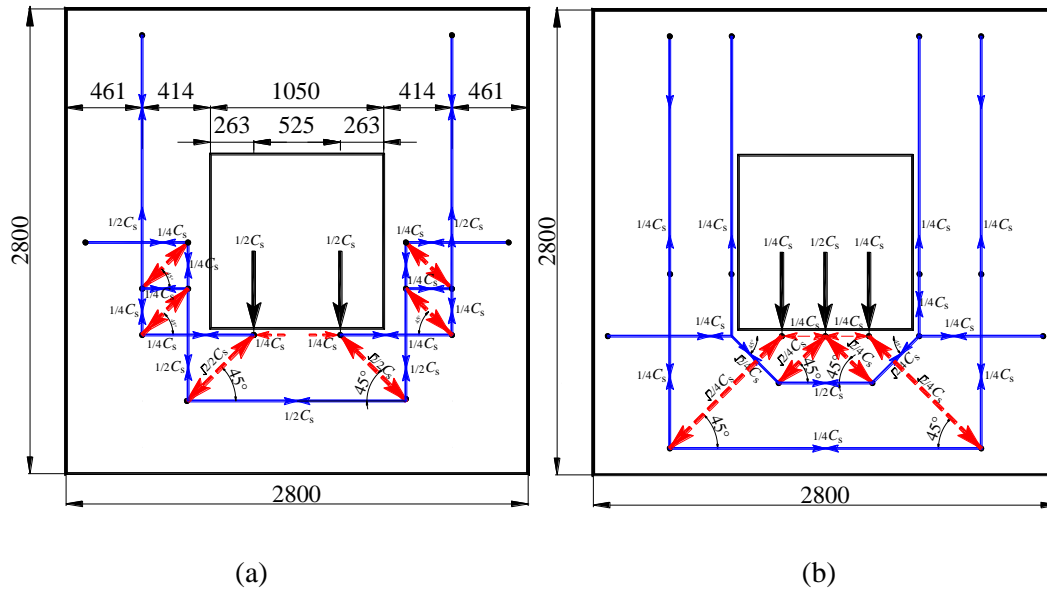


Figura 8.8. Modelos de puntal y tirante para la cimentación tipo candelero a) modelo con dos cargas puntuales b) modelo más detallado con tres cargas puntuales. Dimensiones en mm

Para el diseño se va considerar el modelo de puntal y tirante indicado en la Figura 8.8.a, las fuerzas en los tirantes, para el borde superior de la cimentación es igual a $\frac{1}{2} C_s$ (324 t) y en el fondo del candelero es $\frac{1}{2} C_t$ (298t)

El área de refuerzo en el tirante, para el caso del borde superior de la cimentación, es igual a: $324t / (0.9 \cdot 4.2t/cm^2) \approx 86cm^2$ (30#6), y para las paredes en el fondo de la cimentación igual a: $298t / (0.9 \cdot 4.2t/cm^2) \approx 79cm^2$ (28#6).

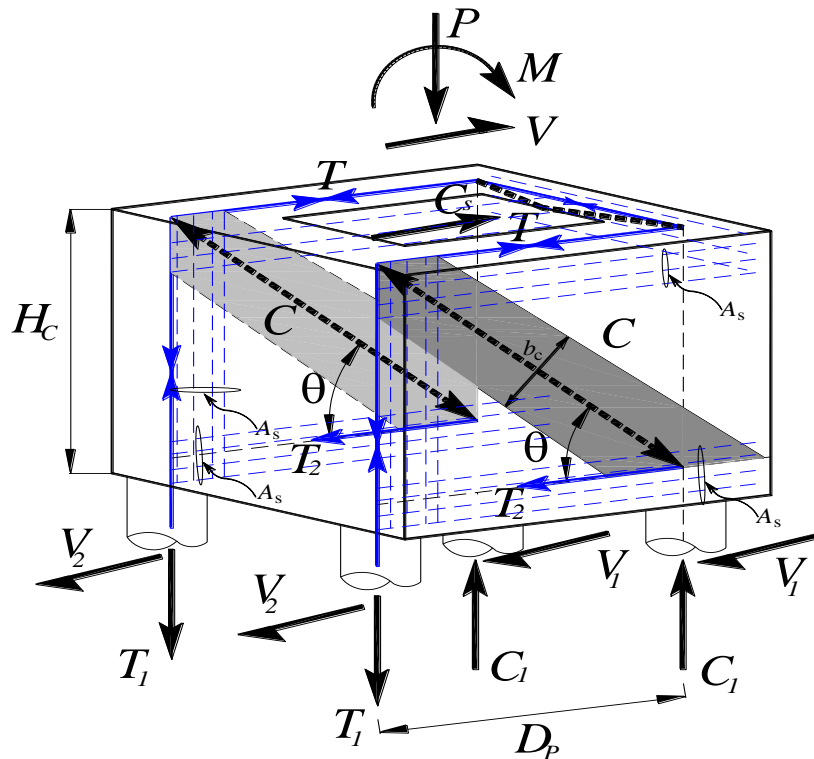


Figura 8.9. Modelo de puntal y tirante para la cimentación tipo candelero, incluyendo pilas

Las fuerzas de cortante, tracción y compresión en las pilas, indicadas en la Fig.8.9, se pueden calcular aplicando el equilibrio de donde se obtienen las siguientes expresiones.

$$2T_1 = \frac{V H_c + M}{D_p} - \frac{1}{2} P \quad (8.7.a)$$

$$2C_1 = P + 2T_1 \quad (8.7.b)$$

$$\sum V_i = V \quad (8.7.b)$$

Las fuerzas en las pilas se evalúan según lo anterior, de donde se obtienen las fuerzas de tracción, compresión y cortante correspondientes, T_1 (37t), C_1 (287t), V_1 y V_2 (13t). Si consideramos un caso más desfavorable para las pilas, con carga axial igual a cero, el momento resistente de la columna es igual a 450 t-m, el cortante 45t, las fuerzas correspondientes serían: T_1 (140t), C_1 (140t), V_1 y V_2 (12t). Con ambas combinaciones de carga se determina el armado en las pilas, para la segunda condición rige la tracción y la pila requiere 13 varillas del #6. Para la primera condición rige la compresión y cortante, donde el diámetro requerido es igual a 40cm y 45cm, respectivamente, considerando que la resistencia a compresión del concreto ($f'c$) es 400 kg/cm², sin embargo por aspectos prácticos de proceso constructivo el menor diámetro que se suele emplear es 60cm. Para este diámetro y la cantidad de varillas propuestas, la cuantía es 1.3%, que cumple con el requisito de cuantía mínima del refuerzo principal de columna.

La Figura 8.10 muestra el modelo de puntal y tirante, que incluye a las pilas de apoyo, para el ejemplo de aplicación se indican las fuerzas actuantes en los puntales y tirantes, note que el puntal es diagonal que está equilibrado por las tirantes y las reacciones de las pilas (C_1). Dado que la reacción en el candelero está ubicada a $1/5 H$ (300mm), la zona confinada del puntal será aproximadamente el doble $2/5H$ (600mm), debido a la distribución de esfuerzos supuesta, ver Fig. 8.1.

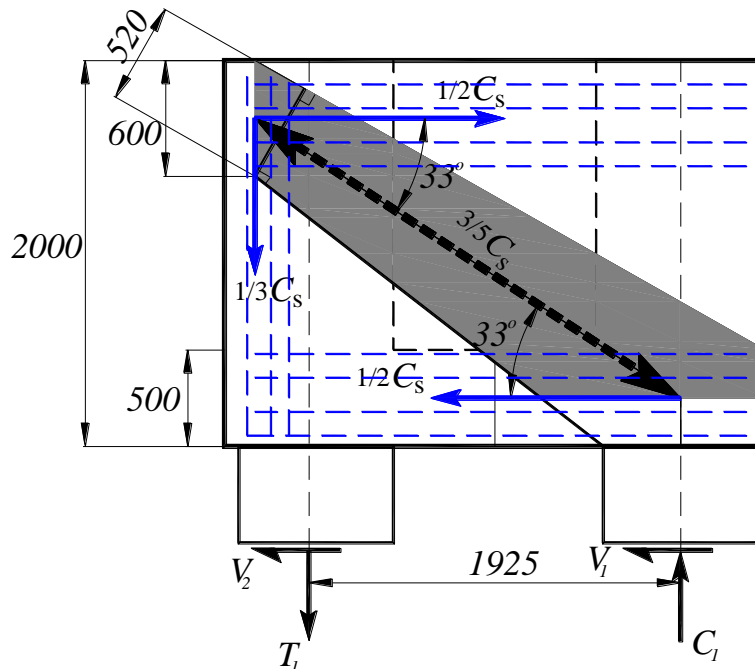


Figura 8.10. Modelo de puntal y tirante para la cimentación tipo candelero, incluyendo pilas (dimensiones en mm)

En la zona inferior de candelero, la zona de confinamiento será del espesor de la losa (500mm) y del ancho de la pila. El ancho con el que se calcula al resistencia del puntal es con el menor y es igual a 520mm, obtenido geoméricamente a partir de la profundidad de confinamiento del puntal en la zona superior de la cimentación (600mm) y del ángulo entre el puntal y el tirante (33°). Se considera que el espesor del puntal es igual que el espesor de la pared del candelero (875mm).

La fuerza actuante en el puntal es 3/5 Cs (388t), ver Figura 8.10, por lo tanto, el esfuerzo actuante es $388t / (520mm \times 875mm) = 85.2 \text{ kg/cm}^2$

Para calcular la resistencia del puntal se procede según las recomendaciones del apéndice A del ACI318-11, para β_s igual a 1 y f'_c de 400 kg/cm².

$$f_{cu} = 0.85 \beta_s f'_c \quad (8.8.a)$$

La resistencia efectiva para las zonas nodales, de acuerdo con el apéndice A del ACI318-05 es.

Caso C-C-T, β_n es igual a 0.8

Caso C-T-T, β_n es igual a 0.6

$$f_{cu} = 0.85 \beta_n f'_c \quad (8.8.b)$$

Al reemplazar los valores correspondientes se obtiene la resistencia efectiva para cada caso.

Para el puntal: $f_{cu} = 0.85 (1) (400) = 340 \text{ kg/cm}^2 > 85.2 \text{ kg/cm}^2$
 Zona nodal CCT: $f_{cu} = 0.85 (0.8) (400) = 272 \text{ kg/cm}^2 > 85.2 \text{ kg/cm}^2$
 Zona nodal CTT: $f_{cu} = 0.85 (0.6) (400) = 204 \text{ kg/cm}^2 > 85.2 \text{ kg/cm}^2$

De otra manera la resistencia del puntal se puede calcular en términos de fuerza, si se considera el esfuerzo efectivo de compresión igual a 340 kg/cm², la fuerza resistente sería $340 \text{ kg/cm}^2 \times 520mm \times 875mm$, igual a 1547t, que es mayor que 388t.

La Figura 8.11 muestra un modelo de puntal y tirante incluyendo el armado de la cimentación, en este modelo se muestra la zona nodal de compresión en el borde superior de la cimentación, el ancho efectivo de la zona nodal es 430mm el ángulo del puntal con la reacción horizontal es 39°, considerando conservadoramente una reducción de la resistencia efectiva igual a 0.8, semejante a una zona nodal CCT, la resistencia es $272 \text{ kg/cm}^2 \times 430mm \times 1050mm$ igual a 1228t que es mayor a la compresión actuante (833t). Para el refuerzo por temperatura y contracción fragua se emplea las recomendaciones del ACI318-11, con el que se obtiene varillas del #5 a cada 125mm, pero por resistencia se indican a 100mm.

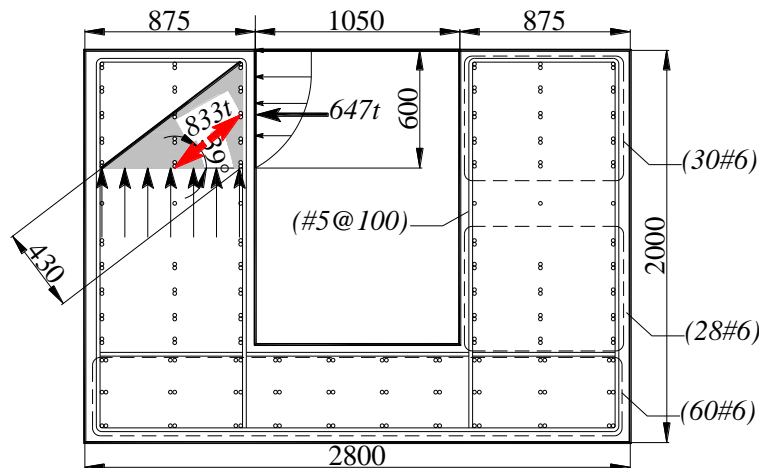


Figura 8.11. Modelo de puntal y tirante para la cimentación tipo candelero, zona de compresión en el borde superior de la cimentación, incluye armado. Dimensiones en mm

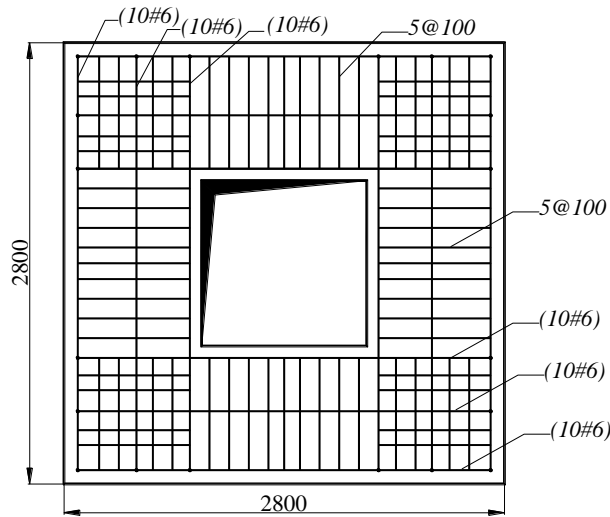


Figura 8.12. Armado de la cimentación en zona superior, vista en planta. Dimensiones en mm

El cálculo del desplazamiento y revisión de la columna por deformación se pueden realizar en función al diagrama momento vs curvatura, ver Fig.8.13, y las expresiones presentadas en el capítulo 5 y 6 de esta investigación. En la Figura 8.13 M_n es el momento nominal resistente de la sección para la carga axial de 500t, obtenido del diagrama de interacción mostrado en la Figura 8.6., ϕn es la curvatura asociada a este momento.

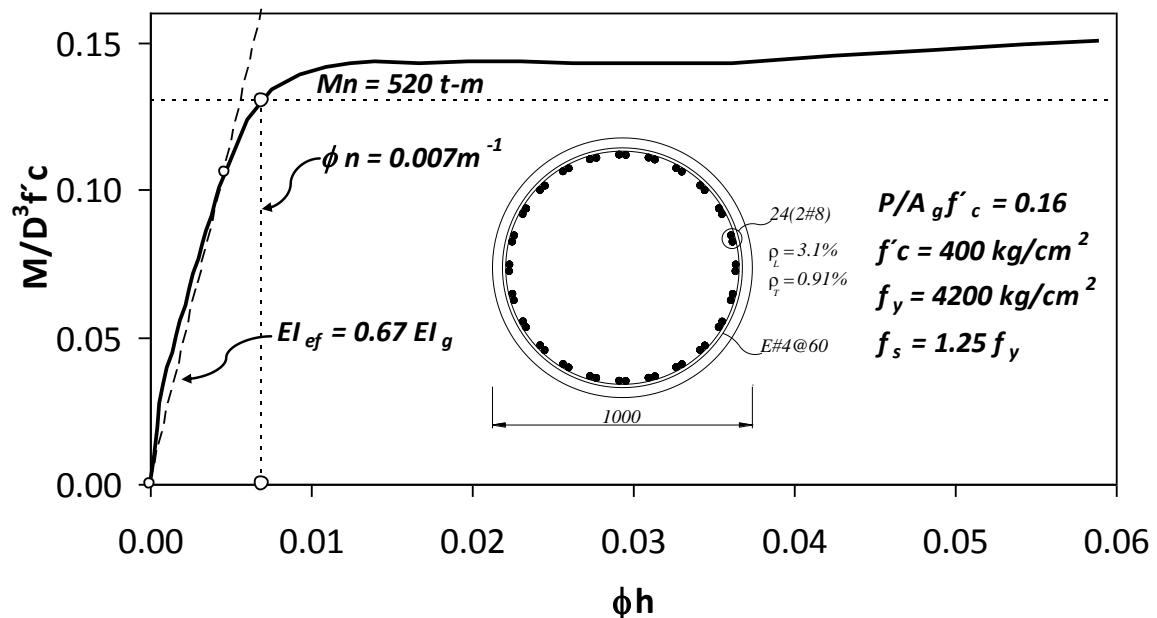


Figura 8.13. Diagrama momento vs, curvatura de la sección de columna

CAPITULO 9. CONCLUSIONES

De acuerdo con los resultados obtenidos en esta investigación, experimentales y analíticos, la cimentación tipo candelero sin presfuerzo tiene un comportamiento similar a la de la cimentación con presfuerzo.

El presfuerzo en la cimentación no influye de manera importante en la respuesta de carga y desplazamiento de la columna. Las columnas con cimentación tipo candelero, con o sin presfuerzo, indistintamente, se comportan como columnas con base semi-empotrada.

El aporte del presfuerzo en la cimentación no es significativo en la respuesta de la columna, se observó en los ensayos realizados que los daños en la cimentación fueron mínimos, en todos los casos. Sin embargo, el presfuerzo ayuda a distribuir las fuerzas de interacción entre la columna y la cimentación, los daños observados en la cimentación tipo candelero se debieron principalmente a la concentración de esfuerzos en esquinas, por cambios bruscos de la geometría de la cimentación.

El presfuerzo en la cimentación candelero induce una fuerza de precompresión que es adicional a la fuerza de compresión producida por la reacción interna en la pared del candelero, esta situación lleva del lado de la inseguridad en el diseño, por consiguiente se recomienda no emplear este tipo de presfuerzo en la cimentación.

Tanto en el ensayo estático y dinámico los daños en la cimentación fueron mínimos, por lo tanto, la cimentación tipo candelero tuvo un comportamiento satisfactorio, sin embargo, es posible que se pueda mejorar el diseño de la cimentación empleando las recomendaciones de esta investigación, de forma que el diseño de este tipo de cimentación sea más transparente.

La trabazón mecánica que ejercen las paredes de la cimentación tipo candelero sobre la longitud embebida de la columna es relevante y está en función de la profundidad de empotramiento de la columna dentro de la cimentación, se recomienda que la mínima profundidad para zonas sísmicas sea 1.5 veces el peralte de la columna.

Para zonas sísmicas se recomienda emplear el diseño por capacidad de la cimentación tipo candelero, según las recomendaciones dadas en el capítulo 8.

En zonas sísmicas se recomienda considerar, para el diseño de la cimentación tipo candelero, que las fuerzas de fricción son iguales a cero, las recomendaciones y ecuaciones a emplear están indicados en el capítulo 8. Debido a que las fuerzas de fricción son fuerzas resistentes adicionales que ayudan a equilibrar las fuerzas actuantes en la cimentación, estas fuerzas adicionales suelen ser variables con el tiempo y considerarlas para el diseño en zonas sísmicas no siempre lleva a un diseño de lado de la seguridad. En zonas de baja o nula sismicidad, se pueden emplear las expresiones del capítulo 5, que incluyen las fuerzas de fricción.

Los desplazamientos, experimentales y analíticos, obtenidos para la columna con cimentación tipo candelero son mayores que los de una columna empotrada, se sugiere considerar la base de estas columnas como semi-empotradas y utilizar las expresiones propuestas en esta investigación, indicados en los capítulos 5 y 6, esta recomendación es válida para el caso estático y dinámico.

Para el análisis dinámico tiempo historia de columnas de puentes de concreto reforzado se recomienda emplear un valor de la fracción de amortiguamiento crítico igual a 2%, obtenido con base en los resultados experimentales en esta investigación.

Al emplear el modelo de histéresis de Takeda, con el programa RUAUMOKO (Carr, 2003) para columnas con buen detallado sísmico, se recomienda emplear para el factor beta y para el factor alfa valores iguales a cero.

Para el análisis dinámico no lineal de historia en el tiempo de la cimentación tipo candelero, es necesario considerar la interacción entre la cimentación y la columna como se ha mostrado en este trabajo, mediante el empleo de elementos tipo *Contact* (Carr, 2003).

El coeficiente de fricción no afecta de manera relevante a la respuesta en aceleraciones y desplazamientos de la columna cuando responde a un movimiento sísmico, pero si es relevante para las fuerzas que se inducen en la cimentación.

RECONOCIMIENTOS

Los ensayos fueron realizados en las instalaciones del laboratorio de estructuras y en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM bajo la estricta supervisión del Dr. Mario E. Rodríguez, quien dirigió y realizó sugerencias importantes en la elaboración de esta tesis.

Al grupo de becarios de maestría y doctorado del II-UNAM, Emilio Vázquez, Giulio León, Humberto Cabrera, Roque Sánchez y Arcángel Ortiz, al personal del laboratorio del II-UNAM y en especial al Sr. Raymundo Mondragón.

Esta investigación fue patrocinada por el GDF con el proyecto No 2515, por el CONACYT con el proyecto No 5547 y el proyecto No 1550.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. AASHTO (2002), "Standard Specifications for Highway Bridges", 17th Ed. 2000, 2002, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
2. AASHTO (2000), "LRFD Bridge Design Specifications", American Association of State Highway and Transportation Officials , Washington, D.C.
3. AASHTO (2004), "LRFD Bridge Design Specifications", American Association of State Highway and Transportation Officials , Third edition. Washington, D.C.
4. ACI Committee 318 (2005), Building Code Requirements for Reinforced concrete (ACI318-05), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
5. ACI Committee 318 (2011), Building Code Requirements for Reinforced concrete (ACI318-11), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI
6. AIJ (1990), "Recommendations for the Design and Fabrication of Tubular Structures", Architectural Institute of Japan.
7. Ang, B.G., Priestley, M.J.N. y Paulay, T. (1985), "Seismic Shear Strength of Circular Bridge Piers" Research Report 85-5, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Julio 1985.
8. Ang, B.G., Priestley, M.J.N. y Paulay, T. (1981), "Seismic Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns", ACI Struct. J., 86(1), 45-51pp
9. Bathe, K. y Wilson, E. L. (1976), "Numerical Methods in Finite Element Analysis", Prentice-Hall, Inc., Upper Saddle River, NJ.
10. CALTRANS (1993), "Bridge Design Specifications", California Department of Transportation, Sacramento, California.
11. CALTRANS (2004), "Bridge Design Specifications", California Department of Transportation, Sacramento, California.
12. Carr A.J. (2002), "HYSTERES user manual", A Computer Program Library, University of Canterbury, Department of Civil Engineering.
13. Carr A.J. (2002), "INSPECT user manual", A Computer Program Library, University of Canterbury, Department of Civil Engineering.
14. Carr A.J. (2003), "RUAUMOKO user manual", A Computer Program Library, University of Canterbury, Department of Civil Engineering.
15. Carr A.J. (2003), "SYMQUE user manual", A Computer Program Library, University of Canterbury, Department of Civil Engineering.
16. Chopra A.K.(2001), " Dynamics of Structures. Theory and Applications to Earthquake Engineering" , Second Edition, Prentice Hall, Inc, Upper Saddle River, NJ.
17. DIN (1981), "Examples for Calculation in Accordance with DIN 1045", Deutscher Beton-Verein E. V.
18. Dodd L.L y Cooke N. (1992), "The Dynamic Behavior of Reinforced-Concrete Bridge Piers Subset to New Zealand Seismicity", Research Report 12-04, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch New Zealand.

19. Lehman D., Moehle J. y Mahin S. (2004), “ Experimental evaluation of the Seismic Performance of Reinforced Concrete Bridge Columns”, Journal of Structural Engineering, ASCE Vol.130,No6, pp 2310-2321, junio2004.
20. Mander, J.B., Priestley, M.J.N. y Park R. (1984),”Seismic Design of Bridge Piers”, Research Report 84-2, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch New Zealand.
21. Mander, J.B., Priestley, M.J.N. y Park R. (1988), “ Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”, Journal of the Structural Division , ASCE, Vol.114,No8, agosto 1988,pp.1804-1826
22. NTCS (1993), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”.Gaceta oficial del DDF.
23. NTCS-DF (2004), “Normas técnicas complementarias para diseño por sismo”, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, México.
24. NTC-DF (2004), “Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto”, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, México.
25. NZS 3101 (1982), “Code of Practice for Design of Reinforced Concrete Structures”, Standards Associations of New Zealand, Wellington, 127pp.
26. Ordaz, M. (2003), Programa “Degtra A4 ver.4.07”, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
27. Osanai, Y., Watanabe, F. y Okamoto, S. (1996), “Stress transfer mechanism of socket- base connections with precast concrete columns”, ACI Structural Journal, mayo-junio, pp. 211-276.
28. Otani, S. (1974), “Inelastic Analysis of R/C Frame Structures”, Journal of the Structural Division 100 ST7,pp.1433-1449.
29. Park, R.,Priestley, M.J. y Gill, W.G. (1982), “Ductility of square-confined concrete columns”, Journal of Structural Division, Proceedings ASCE, Vol.108(ST4),pp. 121-150.
30. Priestley, M.J.N.(2003), “Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revised”, The Mallet Milne Lecture, IUSS Press, Instituto Universitario di Studi Superiori di Pavia, Pavia.
31. Priestley, M.J.N., Park R. (1987), “Strength and Ductility of Concrete Bidge Columns Under Seismic Loading”, ACI Structural Journal, enero-febrero, pp.61-76.
32. Priestley, M.J., Verma R. y Xiao Y. (1994), “Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns”, Journal of Structural Engineering, ASCE Vol.120,No8, pp 2310-2321, agosto 1994 .
33. Priestley, M.J.N., Seible, F. y Calvi, G.M. (1996), “Seismic design and retrofit of bridges”, Jhon Wiley & Sons Inc., New York, EUA.
34. RCDF (1993), “Reglamento de construcciones para el Distrito Federal”, Gaceta oficial del Departamento del Distrito Federal, México.
35. Rodriguez, M. E., Botero J. C. (1996), “Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México”, Publicación Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, N° 575, enero 1996.
36. Rodriguez, M. E., Botero J. C. (1998), “Comportamiento de barras de refuerzo sometidas a cargas monotónicas y cíclicas reversibles incluyendo pandeo”, Publicación Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, N° 610, noviembre1998.

37. Rodriguez, M., Padilla, D. (2006) "Índice de daño por sismo para edificaciones de concreto reforzado", Publicación Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, SID/ 652, diciembre 2006.
38. Rodriguez, M., Restrepo, J. y Blandón, J. (2006) "Shaking Table Test of a Four-Story Miniature Steel Building-Model Validation", Earthquake Spectra, Vol 22, No 3, pp 755-780.
39. Rodriguez, M.E., Torres, M.A. (2006), "Estudio analítico experimental de una cimentación prefabricada de concreto para el distribuidor vial San Antonio 2º etapa", Informe final del proyecto de investigación para el GDF, Instituto de Ingeniería, UNAM.
40. Standards Association of New Zealand (1995), "Concrete Structures Standard, Part 1: Code; Part 2: Commentary", NZS3101, Wellington, New Zealand.
41. Schlaich, J. (1987), "Toward a Consistent Design of Structure Concrete", PCI Journal, May-June 1987.
42. Torres, M.A., Rodriguez, M.E. (2005), "Estudio de la respuesta sísmica de puentes de la ciudad de México, implicaciones de diferentes condiciones de análisis". XV congreso nacional de ingeniería sísmica, México D.F.
43. Wallace J. (1989), "BIAX user manual", A Computer Program for the Analysis of Reinforced Concrete Sections, University of California.
44. Wong, Y.L., Paulay, T., y Priestley, M.J.N. (1993), "Experimental study on design method to prevent shear failure of reinforced concrete short circular columns by confining in steel tubes", Trans., Japan Concrete Institute, Tokyo, Japan, 8, 535-542pp.